© Primera edición, 1997
© Segunda edición, 1998
© Reimpresión segunda edición, 2001
© Segunda reimpresión de la segunda edición, 2002

©Universidad Católica de Colombia
Ediciones y Publicaciones
©2002 Alfonso Montejo Fonseca
Bogotá, D.C.

Coordinación editorial:
Stella Valbuena de Fierro

ISBN: 958-96036-2-9

Todos los derechos reservados.
Prohibida su reproducción total
o parcial por cualquier
medio sin permiso del editor.

Diagramación y artes:
Gráficas Ámbar
Teléfono: 5486089

Diseño de carátula:
Juanita Isaza Merchán

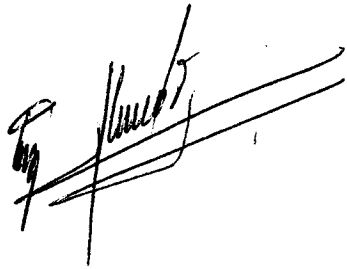
Impreso:
Agora Editores
Teléfono: 3104397

Impreso en Colombia

Printed in Colombia

WWW.LITECSA.C

PRESENTACIÓN



Esta segunda edición de INGENIERÍA DE PAVIMENTOS PARA CARRETERAS expresa la voluntad, la disciplina y el rigor con que su autor ha asumido el estudio de su especialidad. Al hacer la presentación de este libro, quiero en primer lugar exaltar estas virtudes, porque las obras humanas son el producto de las condiciones personales.

Las problemáticas de nuestro diario vivir, tienen desde luego, diferentes causas y por lo tanto, diferentes fuentes de solución. Una de ellas es el conocimiento como principio para la acción. Por eso, para la Universidad Católica de Colombia es realmente muy satisfactorio hacer entrega de esta obra, que es sin duda alguna un gran aporte para la comunidad académica especializada en el tema y para la sociedad misma, que en últimas debe ser la beneficiaria directa de la aplicación seria y juiciosa de los conocimientos que en materia de pavimentos, se consignan en esta nueva edición.

Felicitaciones para el Ingeniero Alfonso Montejo y nuestra voz de aliento en su tarea de estudioso de la materia y en su empeño -muy loable por cierto- de querer transmitir y compartir todo su conocimiento a través de obras como ésta.

EDGAR GÓMEZ BETANCOURT
Presidente

COM.EC 2587713

PREFACIO

Sólo han transcurrido dos años desde la publicación de la primera edición de este libro sobre ingeniería de pavimentos para carreteras. Su rápida y favorable acogida por parte de los profesiònales de la ingeniería vial, investigadores, docentes y estudiantes universitarios, ha sido el mejor reconocimiento que ha recibido el autor quien, en buena hora, emprendió la tarea de elaborar una obra actualizada sobre la mecánica de las calzadas, ciencia en la cual el desarrollo tecnológico y el conocimiento han evolucionado de manera espectacular durante las dos últimas décadas del presente siglo.

La brillante trayectoria del ingeniero Alfonso Montejo Fonseca como funcionario de las entidades estatales rectoras en la ingeniería de carreteras, su amplia experiencia como docente en el área de pavimentos en reconocidas instituciones de educación superior y su incuestionable pericia como conferencista en un sinnúmero de foros nacionales de la viabilidad, son los factores que le han permitido preparar un libro que, además de alta riqueza conceptual y profundo contenido técnico, posee la sencillez y claridad necesarias para que su consulta sea amena y brinde fácil y rápida respuesta a las inquietudes del lector. Aquí radica, sin duda, el notable éxito de la obra.

Quien escribe estas líneas conoce los sacrificios y desvelos que trae consigo la preparación de un libro técnico en el país y ha sufrido los efectos de la desprotección en que se encuentran los autores ante la publicación de ediciones no autorizadas. Por ello, aplaude sin reservas la abnegación con la cual el ingeniero Montejo se empeña en seguir sirviendo con desinterés a la comunidad vial colombiana al entregarle esta segunda edición de su libro, en la cual incluye temas de gran actualidad no abordados en la edición anterior, como los referentes a las últimas tecnologías de los asfaltos, la estabilización

COM.EC 2587713

de suelos, el reciclado de pavimentos asfálticos y el control estadístico de la calidad de las obras.

La culminación de una obra tan calificada como ésta no es, sin embargo, el resultado de un esfuerzo meramente individual. Detrás estará siempre el apoyo y el amor de los seres queridos. Por eso, como compañero, colega y amigo, felicito al ingeniero Montejo en nombre de quienes hemos logrado mejorar y actualizar nuestros conocimientos gracias a su libro, pero también debo hacer un reconocimiento a su señora y a sus hijos, quienes mucho debieron sacrificar para que su esposo y padre pudiera entregarnos un documento de tanta utilidad.

FERNANDO SÁNCHEZ SABOGAL
Ingeniero Civil

WWW.LITECSA.C

INTRODUCCIÓN

Este libro constituye un texto básico, dentro de la ingeniería civil, en los cursos de diseño de pavimentos. También puede ser de utilidad como obra de consulta para profesionales y técnicos dedicados a esta especialidad.

En la actualidad la tecnología de los pavimentos se ha desarrollado a tal grado de constituir un campo de nuevas especializaciones, por ello, y dado que en nuestro medio la información especializada en el campo de los pavimentos para carreteras se encuentra muy dispersa, el autor ha considerado necesario condensar parte de ella en el presente texto, a fin de contribuir a la difusión de los conocimientos que se han adquirido en nuestro medio sobre el tema.

Esta obra está organizada en los siguientes capítulos:

El Capítulo 1 contiene los elementos básicos de la ingeniería de pavimentos que necesitará el lector que desee comprender corretamente las aplicaciones.

El Capítulo 2 presenta la metodología para la evaluación del tránsito vehicular existente y esperado para el período previsto de diseño.

El Capítulo 3 establece un sistema de estudio de los suelos, que se presentan a lo largo del proyecto el cual se orienta a definir las propiedades geotécnicas de éstos y la resistencia de la unidad típica para diseño.

En el Capítulo 4 se presentan los métodos de estabilización de suelos con los aditivos y procedimientos más utilizados en el mundo y en especial en nuestro medio.

Los Capítulos 5, 6 y 7 contienen los últimos métodos de diseño de pavimentos (flexibles, rígidos y articulados) propuestos por diversas entidas foráneas de investigación.

COM.EC 2587713

En el Capítulo 8 se estudian las características geotécnicas de los materiales que se utilizan en la construcción y mantenimiento de los diversos tipos de pavimento y de forma suscinta se presentan las pruebas de control de campo y laboratorio, necesarias para lograr un correcto aseguramiento de calidad de la obra.

En el Capítulo 9 se estudia la compactación de suelos y mezclas bituminosas, enfocándose ésta al logro de la permanencia de un comportamiento mecánico adecuado de las capas de un pavimento, a través de toda su vida útil.

En el Capítulo 10 se establece una metodología para la evaluación de los pavimentos en servicio y se presentan métodos de diseño de las obras de mejoramiento.

El Capítulo 11 esta dedicado al estudio del reciclado de pavimentos flexibles, tema que en nuestro medio tiene una buena acogida, pero que aún presenta algunas dificultades en el diseño y construcción.

En el Capítulo 12 se estudian las características de los asfaltos modificados y sus principales componentes. Este capítulo ofrece especial interés en mostrar al lector las ventajas que presentan los asfaltos modificados en las diversas aplicaciones de obra.

El Capítulo 13 trata sobre una nueva técnica de aplicación del asfalto mediante un procedimiento de espumado. Esta forma de utilización del asfalto apenas se inicia y su aplicación en obra aún es incipiente y no muy desarrollada.

En el Capítulo 14 se estudian las mezclas asfálticas drenantes, técnica que brinda importantes mejoras en la seguridad de los usuarios al proporcionar texturas de pavimentos lo suficientemente rugosas, para un adecuado contacto entre la llanta y la superficie de la capa de rodadura. Este tipo de mezcla suministra un adecuado drenaje superficial a la estructura del pavimento en épocas de lluvia.

En el Capítulo 15 se presenta un resumen de los resultados de los estudios adelantados por los Estados Unidos en su programa SHRP, sobre los ligantes bituminosos y las mezclas asfálticas. En el campo de los ligantes se han definido nuevos tipos y ensayos de identificación de los mismos, totalmente novedosos. Algo similar ocurre con las mezclas asfálticas donde se aplican nuevos criterios de diseño.

Finalmente se ha dedicado el Capítulo 16 al estudio del control estadístico de calidad en el cual se plantea un modelo que establece un nivel de confiabilidad, un mínimo necesario de muestras a extraer en un programa de control,

WWW.LITECSA.C

una localización aleatoria de puntos de muestreo y un adecuado análisis de los resultados y la aplicación de reglas de decisión.

A todas las personas que han colaborado en este trabajo deseo expresarles mis más sinceros agradecimientos, en especial al señor Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Colombia, ingeniero Rafael Pérez Carmona, quien con su apoyo entusiasta permitió que esta obra pudiera culminarse.

ALFONSO MONTEJO FONSECA
Ing. de Vías y Transportes
Especialista en Gerencia de Obra

COM.EC 2587713

CONTENIDO

PRESENTACIÓN V

PREFACIO VII

INTRODUCCIÓN IX

CAPÍTULO 1
PAVIMENTOS, CONSTITUCIÓN Y CONCEPTOS GENERALES 1

1. Descripción y funciones de los pavimentos de carreteras . . . 1
   1.1 Pavimento 1
   1.2 Características que debe reunir un pavimento 1
   1.3 Clasificación de los pavimentos 2
      1.3.1 Pavimentos flexibles 2
      1.3.2 Pavimentos semi-rígidos 5
      1.3.3 Pavimentos rígidos 5
      1.3.4 Pavimentos articulados 7
2. Las bermas 8
3. Factores a considerar en el diseño de pavimentos 8
   3.1 El tránsito 8
   3.2 La subrasante 9
   3.3 El clima 9
   3.4 Los materiales disponibles 10
4. Obras de drenaje y subdrenaje en carreteras 10
   4.1 Obras de drenaje 10

COM.EC 2587713

4.1.1 El bombeo 10
4.1.2 Los bordillos 11
4.1.3 Los lavaderos 11
4.1.4 Las cunetas 11
4.1.5 La vegetación 11
4.1.6 Zanjas de coronación 12
4.1.7 Las alcantarillas 12
4.2 Obras de subdrenaje 12
4.2.1 Subdrenes longitudinales 13
4.2.2 Capas drenantes 13
Referencias bibliográficas 16

CAPÍTULO 2
ESTUDIO DEL TRÁNSITO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS 17
2.1 Introducción 17
2.2 Definiciones generales 17
2.3 Clasificación de los vehículos 18
2.4 Clasificación del tipo de vehículo de acuerdo con la disposición de sus ejes 19
Carga máxima legal 19
Carga máxima legal 19
2.5 Determinación del tránsito existente 19
2.6 Suputación del tránsito durante el período de diseño . 25
2.7 Cargas equivalentes para el diseño de pavimentos . . . 31
2.8 Determinación del factor camión 31
2.8.1 Determinación del factor camión por el método de conteo y pesaje 32
2.8.2 Determinación del factor camión por los métodos Mopt-Ingeroute y la Universidad del Cauca 34
2.9 Determinación del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño y durante el período de diseño (N) 35

WWW.LITECSA.C

Referencias bibliográficas 37

CAPÍTULO 3
ESTUDIO DE LOS SUELOS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS 39

3.1 Definición de suelo y roca 39
3.2 Origen y formación de los suelos 39
3.3 Características de los suelos residuales 41
3.4 Características de los suelos transportados 42
3.5 Clasificación de los suelos 43
3.5.1 Clasificación de suelos AASHTO 44
3.5.2 Clasificación unificada de suelos 49
Investigación y evaluación de suelos para el diseño de un pavimento 60

Referencias bibliográficas 73

CAPÍTULO 4
ESTABILIZACIÓN DE SUELOS 75

4.1 Introducción 75
4.1.1 Estabilidad volumétrica 76
4.1.2 Resistencia 77
4.1.3 Permeabilidad 79
4.1.4 Compresibilidad 79
4.1.5 Durabilidad 80
4.2. Suelos problemáticos comunes en colombia. Recomendaciones generales para su identificación y manejo 81
4.2.1 Suelos arcillosos blandos compresibles y suelos orgánicos 82
4.2.2 Suelos volcánicos 83
4.2.3 Suelos expansivos 85
4.2.3.1 Generalidades 85
4.2.3.2 Identificación de suelos expansivos . 87
4.2.3.3 Muestreo en suelos expansivos 87

COM.EC 2587713

4.2.3.4 Técnicas de ensayo para identificación de suelos expansivos 88
4.2.4. Métodos para minimizar los cambios volumétricos de la subrasante 94
4.2.4.1 Reemplazo del material expansivo . . 94
4.2.4.2 Aplicación de sobrecargas 94
4.2.4.3 Minimizar los cambios de humedad . 95
4.2.4.4 Prehumedecimiento del suelo expansivo 95
4.2.4.5 Estabilización de suelos expansivos . 96
4.2.5 Precauciones para estudios y diseños de pavimentos sobre suelos expansivos 97
4.2.6 Técnicas comúnmente utilizadas en Colombia para tratar suelos expansivos 98
4.3 Estabilización de suelos con cal 99
4.3.1 Generalidades sobre la estabilización de suelos 99
4.3.2 Objetivos de la estabilización con cal 100
4.3.3 Materiales usados en la estabilización de suelo-cal 101
4.3.3.1 Suelos 101
4.3.3.2 Cal 101
4.3.3.3 Cal viva 102
4.3.3.4 Cal-Grasa 102
4.3.3.5 Cal Magra 103
4.3.3.6 Cales Hidráulicas 103
4.3.4 Influencia de la cal en las características de los suelos 104
4.3.5 Influencia de la cal sobre las constantes físicas del suelo 104
4.3.5.1 Límite líquido- Límite plástico-Índice plástico 104
4.3.5.2 Límite de contracción 105
4.3.5.3 Influencia sobre la textura elemental . 105
4.3.6 Influencia sobre la densidad seca 105

WWW.LITECSA.C

4.3.7 Influencia sobre la resistencia de los suelos . . 106
4.3.8 Determinación del porcentaje óptimo de cal . 107
4.4 Estabilización mecánica 107
4.5 Estabilización de suelos con cemento 112
4.6 Estabilización de suelos con asfalto 117
4.6.1 Propiedades que presentan los suelos estabilizados con asfalto 117
4.6.2 Diseño de las mezclas 118
4.6.3 Construcción 119
4.7 Estabilización con ácido fosfórico 120
4.8 Estabilización con cloruro de sodio 120
4.9 Estabilización con soda cáustica 121
4.10 Uso de polímeros y resinas 121
4.11 El drenaje como sistema de estabilización 121
4.12 Estabilización electroquímica con aceite sulfonado . . 122
Características físico-químicas 122
Acción del aceite sulfonado sobre las partículas del suelo 122
Densificación del suelo 123
Fundamento geotécnico 123
4.13 Capas estabilizadas 124
Referencias bibliográficas 124

CAPÍTULO 5
DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMIRÍGIDOS PARA CARRETERAS 129

5.1 Introducción 129
5.2 Diseño de pavimentos asfálticos en vías con bajos volúmenes de tránsito 130
5.2.1 Introducción 130
5.2.2 Tránsito 130
5.2.3 Estudio de la subrasante 133
5.2.4 Ejemplo de aplicación 135

COM.EC 2587713

5.2.5 Selección de la estructura 140

5.3 Método de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito 161

5.3.1 Introducción 161

5.3.2 Proyección del tránsito y cálculo del número de ejes equivalentes en el período de diseño para el nivel 1 166

5.3.3 Proyección del tránsito y el cálculo del número de ejes equivalentes en el período de diseño para el nivel 2 171

5.3.4 Factores ambientales y climáticos 176

5.3.5 Selección de las condiciones de humedad prevalecientes en la obra 182

5.3.6 Determinación del tamaño de la muestra o número de ensayos requeridos para la caracterización de la resistencia de la subrasante 184

5.3.7 Selección del módulo resiliente de diseño y clasificación de la subrasante de la unidad . . . 185

5.3.8 Listado general de materiales para pavimentos y convenciones 186

5.3.9 Costos asociados a la operación de un pavimento durante el período de análisis económico 189

5.3.10 Algunos comentarios relativos al análisis económico 190

5.3.11 El costo global actualizado (CGA) como criterio de comparación económica de las alternativas estructurales 192

5.3.12 Parámetros generales para la evaluación de alternativas 193

5.3.13 Ejemplo de cálculo del costo global actualizado (CGA) de una alternativa estructural 195

5.3.14 Ejemplo No. 1 195

5.3.15 Ejemplo No. 2 199

WWW.LITECSA.C

5.4 Método del TRL para diseño de pavimentos flexibles en países tropicales y subtropicales 229
5.4.1 Evaluación del tránsito 230
5.4.2 La subrasante 231
5.4.3 Materiales de construcción 232
5.4.4 Figuras de diseño 236
5.5 Método de diseño de espesores de pavimento flexible para carreteras según el instituto del asfalto . . 247
5.5.1 Variables de diseño 247
5.5.2 Procedimiento de diseño 249
5.6 Método AASHTO para diseño de pavimentos flexibles (versión 1986) 263
5.6.1 Introducción 263
5.6.2 Variables para el diseño 263
5.6.3 Criterios de comportamiento 265
5.6.4 Propiedades de los materiales 265
5.6.5 Características estructurales del pavimento . . 271
5.6.6 Diseño estructural del pavimento 274
5.7 Método Shell para el diseño de espesores de pavimentos flexibles 282
5.8 Pavimentos semirígidos 309
5.8.1 Pavimentos con capas de suelo cemento . . . 309
5.8.2 Pavimentos con capas de suelo - cal 313
5.8.3 Estabilización de suelos con asfalto 315
Referencias bibliográficas 317

CAPÍTULO 6
DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS RÍGIDOS PARA CALLES Y CARRETERAS 319

6.1 Introducción 319
6.2 Método de la Portland Cement Association (PCA) . . . 320
6.2.1 Procedimiento de diseño para el caso en que se disponga de datos sobre distribución de carga por eje 327

COM.EC 2567713

6.2.2 Procedimiento simplificado de diseño para el caso en que no se disponga de datos sobre distribución de cargas por eje 344
6.3 Las juntas en los pavimentos rígidos 354
6.3.1 Finalidad de las juntas 354
6.3.2 Elementos de la junta 356
6.3.3 Clases de juntas 359
Juntas de contracción 362
Juntas de dilatación 363
Referencias bibliográficas 363

CAPÍTULO 7
DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE CONCRETO 365
7.1 Introducción 365
7.2 Casos especiales 366
7.3 Diseño de un pavimento nuevo 366
7.3.1 Evaluación de la subrasante 366
7.3.2 Selección del espesor del pavimento.
7.4 Especificaciones para los materiales del pavimento . . 372
Referencias bibliográficas 378

CAPÍTULO 8
MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE PAVIMENTOS 379
8.1 Introducción 379
8.2 Tecnología del hormigón simple 379
8.2.1 El Cemento 380
8.2.2 Características de los agregados 393
8.2.3 El agua de mezclado 409
8.2.4 La mezcla de hormigón 416
8.3 Tecnología de las mezclas bituminosas 420
8.3.1 Materiales asfálticos 420
8.4 Capas granulares para pavimentos 464

WWW.LITECSA.C

8.5 Control de calidad de materiales y de construcción . . 467
Referencias bibliográficas 473

CAPÍTULO 9
COMPACTACIÓN 475

9.1 Compactación de suelos 475
9.1.1 Antecedentes 475
9.1.2 Efectos de los diferentes factores que intervienen en la compactación 477
9.1.2.1 Efectos de contenido de agua 477
9.1.2.2 Efectos de la energía de compactación 477
9.1.2.3 Efectos del método de compactación 479
9.1.2.4 Efectos de la fracción gruesa 481
9.1.3 Requisito de compactación 481
9.1.4 Ensayos de compactación 483
9.1.5 Compactación y compactadores 490
9.2 Compactación de mezclas asfálticas 498
9.2.1 Influencia de las propiedades de los materiales en la compactación 498
9.2.2 Influencia del espesor de la capa asfáltica . . . 499
9.2.3 Influencia de la temperatura de la mezcla . . . 501
9.2.4 Influencia de las condiciones climáticas en la compactación 501
9.2.5 Equipos de compactación 502
9.2.6 Ventajas de la compactación de pavimentos al 100 por ciento de la densidad de laboratorio durante la construcción 503
9.2.7 Tramos de prueba 503
Referencias bibliográficas 504

CAPÍTULO 10
EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS EN SERVICIO Y DISEÑO DE OBRAS DE MEJORAMIENTO 505

10.1 Introducción 505

COM.EC 2587713

10.2 Tipos de fallas en los pavimentos flexibles 506
10.3 Patología de las estructuras de pavimento en servicio . 507
10.3.1 Información existente 507
10.3.2 Examen superficial del pavimento 508
10.3.3 Evaluación estructural continua por deflectometría 519
10.3.4 Evaluación de la regularidad superficial 532
10.3.5 Evaluación de la textura superficial de un pavimento 537
10.3.6 Evaluación geotécnica de los materiales de la estructura existente 541
10.4 Criterio del instituto del asfalto para el diseño de refuerzos de pavimentos flexibles 542
10.4.1 Diseño de sobrecapas asfálticas en pavimentos flexibles 542
10.5 Diseño racional de refuerzos de pavimentos flexibles criterio de Lilli - Lockhart 553
10.6 Refuerzos de concreto hidráulico sobre pavimentos rígidos de calles y carreteras 579
Referencias bibliográficas 587

CAPÍTULO 11
RECICLAJE DE PAVIMENTOS FLEXIBLES 589
11.1 Introducción 589
11.2 Campos de aplicación del reciclaje 590
11.3 Tipos de reciclaje 590
11.4 Ventajas de las técnicas de reciclado 591
11.5 Reciclaje superficial 592
11.6 Reciclaje en el lugar 594
11.7 Reciclaje en planta (en caliente) 595
11.8 Diseño de mezclas asfálticas recicladas en frío (método del instituto del asfalto) 596
Paso 1 - Combinación de agregados 602
Paso 2 - Selección del asfalto nuevo 602

WWW.LITECSA.C

Paso 3 - Determinación de la cantidad total de asfalto . 602
Paso 4 - Porcentaje de asfalto nuevo por añadir 603
Paso 5 - Pruebas de campo 603
Diseño de espesores 603
11.9 Diseño de mezclas asfálticas recicladas en caliente (método del Instituto del Asfalto) 607
Paso 1 - Combinación de agregados para la mezcla reciclada 612
Paso 2 - Demanda de asfalto para la combinación de agregados 612
Paso 3 - Porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla . . . 612
Paso 4 - Selección del grado del asfalto nuevo 612
Paso 5 - Tanteo de diseño de la mezcla 613
Paso 6 - Selección de la fórmula de trabajo 615
Diseño de espesores 615
Referencias bibliográficas 615

CAPÍTULO 12
ASFALTOS MODIFICADOS 617

12.1 Introducción 617
12.2 Objetivo de la modificación 617
12.3 Beneficios que se buscan con la modificación del asfalto 619
12.4 Las asociaciones asfalto-polímero 619
12.5 Compatibilidad 623
12.6 Caracterización de los asfaltos modificados con polímeros 625
12.7 Aplicaciones de los ligantes modificados 629
12.7.1 Mezclas drenantes 630
12.7.2 Mezclas en caliente en capas delgadas (Microaglomerados en caliente) 630
12.7.3 Mezclas bituminosas altamente resistentes para capa de rodadura 632

COM.EC 2587713

12.7.4 Tratamientos superficiales mediante riego con gravilla 632
12.7.5 Lechadas Bituminosas 632
12.7.6 Membranas absorventes de tensiones 633
12.7.7 Mezclas de alto módulo 633
12.8 Emulsiones con asfaltos previamente modificados (2,3,4) 633
12.9 Elaboración de emulsiones con asfalto modificado . . . 634
12.10 Caracterización de las emulsiones modificadas 634
12.11 Aplicaciones de las emulsiones modificadas con polímeros(2,3) 635
12.12 Tratamientos superficiales 635
12.13 Mezclas abiertas en frío 636
12.14 Microaglomerados en frío 636
12.15 Tratamientos antifisuras 638
Referencias bibliográficas 638

CAPÍTULO 13
EL ASFALTO ESPUMADO 639

13.1 Introducción 639
13.2 Obtención del asfalto espumado 639
13.3 Características del asfalto espumado 640
13.4 Materiales tratados con asfalto espumado 641
13.5 El asfalto espumado en la construcción vial 645
13.6 Procedimiento del diseño de mezcla 646
13.7 Condiciones de curado 648
13.8 Construcción de vías con asfalto espumado 649
13.9 Las economías del asfalto espumado 650
13.10 Reciclaje con asfalto espumado 650
Referencias bibliográficas 652

CAPÍTULO 14
MEZCLAS ASFÁLTICAS DRENANTES 653

WWW.LITECSA.C

14.1 Definición 653
14.2 Historia 654
Referencias bibliográficas 666

CAPÍTULO 15
SUPERPAVE 667

15.1 Introducción 667
15.2 Nuevos criterios Superpave para ligantes asfálticos 667
15.3 Métodos de ensayo Superpave para asfaltos 669
15.4 Especificación Superpave para asfaltos 677
15.5 Especificaciones Superpave para mezclas asfálticas 680
15.5.1 Métodos de ensayo Superpave para mezclas asfálticas 680
15.5.2 Diseño de mezclas asfálticas, Nivel 1 685
15.5.3 Diseño de mezcla, Nivel 2 688
15.6 Diseño de mezclas nivel 3: propiedades fundamentales basadas en el comportamiento en servicio 693
15.7 Características de los agregados utilizados en la mezcla asfáltica según Superpave 694
15.7.1 Propiedades de la fuente de origen 696
15.7.2 Granulometría 697
Referencias bibliográficas 711

CAPÍTULO 16
CONTROL ESTADÍSTICO DE CALIDAD 715

16.1 Introducción 715
16.2 Términos estadísticos y de control de calidad 716
16.2.1 Conjuntos de datos 716
16.2.2 Representaciones numéricas 716
16.3 Función de los métodos estadísticos en la administración de procesos de producción 718

COM.EC 2587713

16.4 Diagramas de Pareto de Fenómenos y Diagramas de Pareto de Causas 719
16.4.1 Diagrama de Pareto de Fenómenos 719
16.4.2 Diagrama de Pareto de Causas 719
16.4.3 Diagramas de Causa-Efecto 720
16.5 Procedimiento para elaborar los diagramas de Causa-Efecto para la identificación de causas 720
16.6 Los histogramas 721
16.7 Gráficos de control 725
16.7.1 Causas debidas al azar 726
16.7.2 Causas asignables 726
16.8 Ejemplos de aplicación 731
Referencias bibliográficas 734

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 1

PAVIMENTOS, CONSTITUCIÓN Y CONCEPTOS GENERALES

1. DESCRIPCIÓN Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS DE CARRETERAS

1.1 PAVIMENTO

Un pavimento está constituido por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, que se diseñan y construyen técnicamente con materiales apropiados y adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan sobre la subrasante de una vía obtenida por el movimiento de tierras en el proceso de exploración y que han de resistir adecuadamente los esfuerzos que las cargas repetidas del tránsito le transmite durante el período para el cual fué diseñada la estructura del pavimento.

1.2 CARACTERÍSTICAS QUE DEBE REUNIR UN PAVIMENTO

Un pavimento para cumplir adecuadamente sus funciones debe reunir los siguientes requisitos:

COM.EC 2587713

- Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
- Ser resistente ante los agentes de intemperismo.
- Presentar una textura superficial adaptada a las velocidades previstas de circulación de los vehículos, por cuanto ella tiene una decisiva influencia en la seguridad vial. Además, debe ser resistente al desgaste producido por el efecto abrasivo de las llantas de los vehículos.
- Debe presentar una regularidad superficial, tanto transversal como longitudinal, que permitan una adecuada comodidad a los usuarios en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación.
- Debe ser durable.
- Presentar condiciones adecuadas respecto al drenaje.
- El ruido de rodadura, en el interior de los vehículos que afectan al usuario, así como en el exterior, que influye en el entorno, debe ser adecuadamente moderado.
- Debe ser económico.
- Debe poseer el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos, y ofrecer una adecuada seguridad al tránsito.

1.3 *CLASIFICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS*

En nuestro medio los pavimentos se clasifican en: pavimentos flexibles, pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles, pavimentos rígidos y pavimentos articulados.

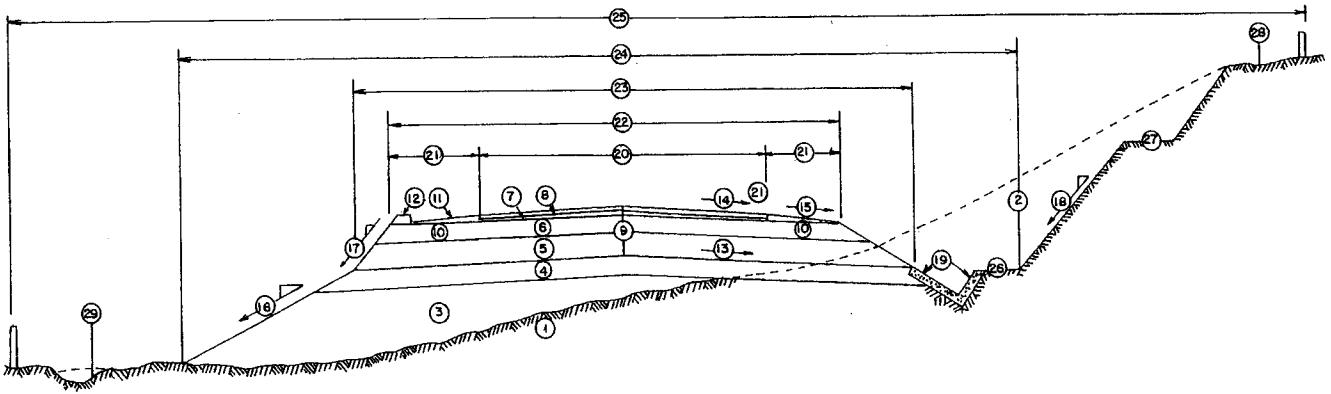
1.3.1 Pavimentos flexibles

Este tipo de pavimentos están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la subbase. No obstante puede prescindirse de cualquiera de estas capas dependiendo de las necesidades particulares de cada obra.

En la Figura No.1.1 se muestra un corte típico de un pavimento flexible.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713



1. TERRENO NATURAL
2. EXCAVACIÓN O CORTE
3. TERRAPLEN
4. SUB-RASANTE MEJORADA
5. SUB - BASE
6. BASE
7. BASE ASFÁLTICA
8. CAPA DE RODADURA
9. ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO
10. BERMA
11. CAPA DE PROTECCIÓN DE LA BERMA
12. BORDILLO
13. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA SUB-RASANTE
14. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA CALZADA
15. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA BERMA
16. TALUD DEL TERRAPLEN
17. TALUD DEL PAVIMENTO
18. TALUD DEL CORTE
19. TALUDES DE LA CUNETA
20. ANCHO DE LA CALZADA
21. ANCHO DE LA BERMA
22. ANCHO DE LA CORONA
23. ANCHO DE LA SUB-RASANTE
24. ANCHO ÚTIL DE EXPLANACIÓN
25. DERECHO DE ZONA
26. SOBREBANQUEO
27. TERRAZA
28. CANAL O ZANJA DE CORONACIÓN
29. ZANJA DE DRENAJE (O AVENAMIENTO)

Figura 1.1 – Sección típica de un pavimento

1.3.1.1 Funciones de las capas de un pavimento flexible

La subbase granular

- **Función económica.** Una de las principales funciones de esta capa es netamente económica; en efecto, el espesor total que se requiere para que el nivel de esfuerzos en la subrasante sea igual o menor que su propia resistencia, puede ser construido con materiales de alta calidad; sin embargo, es preferible distribuir las capas más calificadas en la parte superior y colocar en la parte inferior del pavimento la capa de menor calidad la cual es frecuentemente la más barata. Esta solución puede traer consigo un aumento en el espesor total del pavimento y no obstante, resultar más económica.
- **Capa de transición**. La subbase bien diseñada impide la penetración de los materiales que constituyen la base con los de la subrasante y por otra parte, actúa como filtro de la base impidiendo que los finos de la subrasante la contaminen menoscabando su calidad.
- **Disminución de las deformaciones**. Algunos cambios volumétricos de la capa subrasante, generalmente asociados a cambios en su contenido de agua (expansiones), o a cambios extremos de temperatura (heladas), pueden absorberse con la capa subbase, impidiendo que dichas deformaciones se reflejen en la superficie de rodamiento.
- **Resistencia**. La subbase debe soportar los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos a través de las capas superiores y transmitidos a un nivel adecuado a la subrasante.
- **Drenaje.** En muchos casos la subbase debe drenar el agua, que se introduzca a través de la carpeta o por las bermas, así como impedir la ascensión capilar.

La base granular

- **Resistencia.** La función fundamental de la base granular de un pavimento consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a la subbase y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada.
- **Función económica**. Respecto a la carpeta asfáltica, la base tiene una función económica análoga a la que tiene la subbase respecto a la base.

Carpeta

- **Superficie de rodamiento.** La carpeta debe proporcionar una superficie uniforme y estable al tránsito, de textura y color conveniente y resistir los efectos abrasivos del tránsito.

WWW.LITECSA.C

- **Impermeabilidad**. Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.
- **Resistencia**. Su resistencia a la tensión complementa la capacidad estructural del pavimento.

1.3.2 Pavimentos semi-rígidos

Aunque este tipo de pavimentos guarda básicamente la misma estructura de un pavimiento flexible, una de sus capas se encuentra rigidizada artificialmente con un aditivo que puede ser: asfalto, emulsión, cemento, cal y químicos. El empleo de estos aditivos tiene la finalidad básica de corregir o modificar las propiedades mecánicas de los materiales locales que no son aptos para la construcción de las capas del pavimento, teniendo en cuenta que los adecuados se encuentran a distancias tales que encarecerían notablemente los costos de construcción.

1.3.3 Pavimentos rígidos

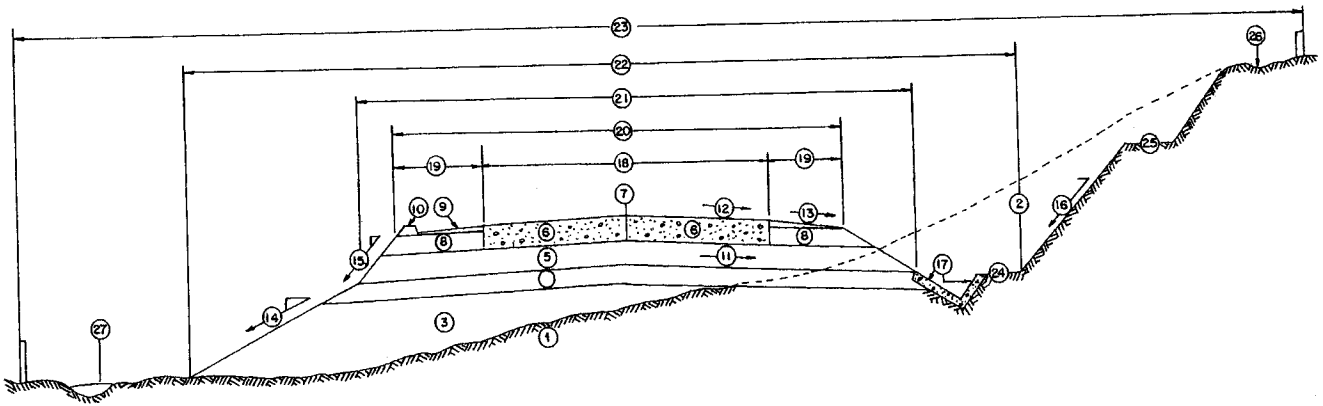
Son aquellos que fundamentalmente están constituidos por una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre la subrasante o sobre una capa, de material seleccionado, la cual se denomina subbase del pavimento rígido (ver Figura 1.2). Debido a la alta rigidez del concreto hidráulico así como de su elevado coeficiente de elasticidad, la distribución de los esfuerzos se produce en una zona muy amplia. Además como el concreto es capaz de resistir, en cierto grado, esfuerzos a la tensión, el comportamiento de un pavimento rígido es suficientemente satisfactorio aún cuando existan zonas débiles en la subrasante. La capacidad estructural de un pavimento rígido depende de la resistencia de las losas y, por lo tanto, el apoyo de las capas subyacentes ejerce poca influencia en el diseño del espesor del pavimento.

1.3.3.1 Funciones de las capas de un pavimento rígido

La subbase

- La función más importante es impedir la acción del bombeo en las juntas, grietas y extremos del pavimento. Se entiende por bombeo a la fluencia de material fino con agua fuera de la estructura del pavimento, debido a la infiltración de agua por las juntas de las losas. El agua que penetra a través de las juntas licúa el suelo fino de la subrasante facilitando así su evacuación

COM.EC 2587713



1. TERRENO NATURAL
2. EXCAVACIÓN O CORTE
3. TERRAPLEN
4. SUB-RASANTE MEJORADA
5. SUB-BASE
6. LOSAS DE CONCRETO HIDRÁULICO
7. JUNTA LONGITUDINAL
8. BERMA
9. CAPA PROTECCIÓN DE LA BERMA
10. BORDILLO
11. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA SUB-RASANTE
12. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA CALZADA
13. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA BERMA
14. TALUD DEL TERRAPLEN
15. TALUD DEL PAVIMENTO
16. TALUD DEL CORTE
17. TALUDES DE LA CUNETA
18. ANCHO DE LA CALZADA
19. ANCHO DE LA BERMA
20. ANCHO DE LA CORONA
21. ANCHO DE LA SUB-RASANTE
22. ANCHO ÚTIL DE EXPLANACIÓN
23. DERECHO DE ZONA
24. SOBREBANQUEO
25. TERRAZA
26. CANAL O ZANJA DE CORONACIÓN
27. ZANJA DE DRENAJE (AVENAMIENTO)

Figura 1.2 – Sección típica de un pavimento rígido.

WWW.LITECSA.C

a la superficie bajo la presión ejercida por las cargas circulantes a través de las losas.

- Servir como capa de transición y suministrar un apoyo uniforme, estable y permanente del pavimento.
- Facilitar los trabajos de pavimentación.
- Mejorar el drenaje y reducir por tanto al mínimo la acumulación de agua bajo el pavimento.
- Ayudar a controlar los cambios volumétricos de la subrasante y disminuir al mínimo la acción superficial de tales cambios volumétricos sobre el pavimento.
- Mejorar en parte la capacidad de soporte del suelo de la subrasante.

Losa de concreto

Las funciones de la losa en el pavimento rígido son las mismas de la carpeta en el flexible, más la función estructural de soportar y transmitir en nivel adecuado los esfuerzos que le apliquen.

1.3.4 Pavimentos articulados

Los pavimentos articulados están compuestos por una capa de rodadura que está elaborada con bloques de concreto prefabricados, llamados adoquines, de espesor uniforme e iguales entre sí. Esta puede ir sobre una capa delgada de arena la cual, a su vez, se apoya sobre una capa de base granular o directamente sobre la subrasante, dependiendo de la calidad de ésta y de la magnitud y frecuencia de las cargas que circularan por dicho pavimento.

1.3.4.1 Funciones de las capas de un pavimento articulado

La base

Es la capa colocada entre la subrasante y la capa de rodadura. Esta capa le da mayor espesor y capacidad estructural al pavimento. Puede estar compuesta por dos o más capas de materiales seleccionados.

Capa de arena

Es una capa de poco espesor, de arena gruesa y limpia que se coloca directamente sobre la base; sirve de asiento a los adoquines y como filtro para el agua que eventualmente pueda penetrar por las juntas entre estos.

COM.EC 2587713

Adoquines

Deben tener una resistencia adecuada para soportar las cargas del tránsito, y en especial, el desgaste producido por éste.

Sello de arena

Está constituido por arena fina que se coloca como llenante de las juntas entre los adoquines; sirve como sello de las mismas y contribuye al funcionamiento, como un todo, de los elementos de la capa de rodadura.

2. Las bermas

Como se puede apreciar en las Figuras 1.1 ó 1.2, las bermas son aquella parte de la corona del pavimento que se encuentra aledaña a la superficie de rodamiento y que tiene como función principal, proporcionar un espacio adecuado para la detención de vehículos en emergencia.

En nuestro medio el ancho de las bermas es variable, entre 0.50 y 2.00 metros, y depende de la importancia de la carretera. La pendiente transversal de las bermas es algo mayor a la de la carretera. La pendiente transversal de las bermas es algo mayor a la de la superficie del pavimento para permitir una adecuada evacuación de las aguas lluvias.

Las bermas de las carreteras importantes están pavimentadas y en ocasiones tienen la misma estructura de la calzada, aunque en general, en nuestras carreteras, su estructura tiene una menor capacidad de soporte. Las bermas deberán tener una adecuada estructura con respecto a la prevista para la calzada, de tal forma, que deben ser capaces de soportar cargas estáticas de vehículos pesados ocasionalmente estacionados y ser económicas. Es deseable además una diferenciación visual entre las superficies de rodadura de calzada y bermas.

3. Factores a considerar en el diseño de pavimentos

Aunque estos factores son analizados con más detalle en capítulos posteriores es necesario hacer una descripción general de los mismos.

3.1 El tránsito

Interesan para el dimensionamiento de los pavimentos las cargas más pesadas por eje (simple, tándem o tridem) esperadas en el carril de diseño (el más

WWW.LITECSA.C

solicitado, que determinará la estructura del pavimento de la carretera) durante el período de diseño adoptado. La repetición de las cargas del tránsito y la consecuente acumulación de deformaciones sobre el pavimento (fatiga) son fundamentales para el cálculo. Además, se deben tener en cuenta las máximas presiones de contacto, las solicitaciones tangenciales en tramos especiales (curvas, zonas de frenado y aceleración, etc), las velocidades de operación de los vehículos (en especial las lentas en zonas de estacionamiento de vehículos pesados), la canalización del tránsito, etc.

3.2 LA SUBRASANTE

De la calidad de esta capa depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea éste flexible o rígido. Como parámetro de evaluación de esta capa se emplea la capacidad de soporte o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas del tránsito. Es necesario tener en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a la resistencia como a las eventuales variaciones de volumen (hinchamiento - retracción). Los cambios de volumen de un suelo de subrasante de tipo expansivo pueden ocasionar graves daños en las estructuras que se apoyen sobre éste, por esta razón cuando se construya un pavimento sobre este tipo de suelos deberá tomarse la precaución de impedir las variaciones de humedad del suelo para lo cual habrá que pensar en la impermeabilización de la estructura. Otra forma de enfrentar este problema es mediante la estabilización de este tipo de suelo con algún aditivo, en nuestro medio los mejores resultados se han logrado mediante la estabilización de suelos con cal.

3.3 EL CLIMA

Los factores que en nuestro medio más afectan a un pavimento son las lluvias y los cambios de temperatura.

Las lluvias por su acción directa en la elevación del nivel freático influyen en la resistencia, la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos de subrasante especialmente. Este parámetro también influye en algunas actividades de construcción tales como el movimiento de tierras y la colocación y compactación de capas granulares y asfálticas.

Los cambios de temperatura en las losas de pavimentos rígidos ocasionan en éstas esfuerzos muy elevados, que en algunos casos pueden ser superiores a los generados por las cargas de los vehículos que circulan sobre ellas.

COM.EC 2587713

En los pavimentos flexibles y dado que el asfalto tiene una alta susceptibilidad térmica, el aumento o la disminución de temperatura puede ocasionar una modificación sustancial en el módulo de elasticidad de las capas asfálticas, ocasionando en ellas y bajo condiciones especiales, deformaciones o agrietamientos que influirían en el nivel de servicio de la vía.

3.4 *Los materiales disponibles*

Los materiales disponibles son determinantes para la selección de la estructura de pavimento más adecuada técnica y económicamente. Por una parte, se consideran los agregados disponibles en canteras y depósitos aluviales del área. Además de la calidad requerida, en la que se incluye la deseada homogeneidad, hay que atender al volumen disponible aprovechable, a las facilidades de explotación y al precio, condicionado en buena medida por la distancia de acarreo. Por otra parte, se deben considerar los materiales básicos de mayor costo: ligantes y conglomerantes, especialmente.

El análisis de los costos de construcción debe complementarse con una prevención del comportamiento del pavimento durante el período de diseño, la conservación necesaria y su costo actualizado y, finalmente, una estimación de futuros refuerzos estructurales, renovaciones superficiales o reconstrucciones.

Deberá tenerse en cuenta, además, los costos del usuario relacionados con su seguridad y con las demoras que se originan en carreteras relativamente congestionadas por los trabajos de conservación y repavimentación.

4. Obras de drenaje y subdrenaje en carreteras

4.1 *Obras de drenaje*

Las estructuras de drenaje tienen como objetivo controlar el agua que llega a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente que las aguas hayan caído sobre o fuera de la vía. Las obras de drenaje más comunes son:

4.1.1 El bombeo

Se entiende por bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que cae directamente sobre ellas

WWW.LITECSA.C

escurra hacia sus dos hombros. En una vía de dos carriles de circulación y en secciones en tangente el bombeo debe tener un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente, en las secciones en curva la pendiente transversal ocurre sin discontinuidad, desde el hombro más elevado al más bajo. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, del orden de 1.5%.

En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5%, generalmente.

4.1.2 Los bordillos

Los bordillos son estructuras que se colocan en el borde exterior del acotamiento en las secciones en tangente (ver la Figura 1.3), en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de tarraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos o bajantes, evitando erosiones en los taludes y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona de la vía.

4.1.3 Los lavaderos

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con el objeto de conducir el agua lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva.

4.1.4 Las cunetas

Las cuentas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía y paralelamente al eje longitudinal de la misma. El objetivo de esta estructura es la de recibir el agua superficial proveniente del talud y de la superficie de rodamiento.

4.1.5 La vegetación

La más efectiva protección de los taludes de un corte o un terraplén contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo la energía del agua contribuyendo de paso al equilibrio de la humedad de los suelos que conforman los taludes del corte a terraplén.

COM.EC 2587713

4.1.6 Zanjas de coronación

Son zanjas excavadas en el terreno natural, que se localizan en la parte superior de los taludes de los cortes, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión el talud y el congestionamiento de la cunetas y la corona de la carretera por el agua y su material de arrastre.

4.1.7 Las alcantarillas

Este tipo de estructura es la responsable del drenaje transversal; es decir del paso del agua a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella.

4.2 *OBRAS DE SUBDRENAJE*

El subdrenaje en las carreteras permite reducir los efectos desfavorables del agua interna sobre la estabilidad de las calzadas y de las explanaciones. El agua interna tiene normalmente dos orígenes, interior y exterior.

El agua puede manifestarse por ascensión capilar a partir del nivel freático (más precisamente por fenómenos de succión en fase líquida, o aún en fase vapor). Además, pueden aparecer, en los taludes o en la banca, fuentes de agua aisladas o repartidas que, no solamente dificultan la realización de las obras nuevas, sino que también comprometen la estabilidad de las carreteras posteriormente a su construcción.

El agua de lluvias no se evacúa totalmente por los dispositivos de drenaje superficial, parte se infiltra a través de los taludes, de las bermas u ocasionalmente del pavimento.

Los objetivos del drenaje interno de las carreteras son:

- Facilitar la ejecución de las explanaciones durante la fase de construcción de la carretera.
- Aumentar la capacidad portante de la subrasante y reducir así el espesor del pavimento.
- Contribuir en la estabilidad de los taludes mediante la orientación más favorable de los flujos de agua interna, la reducción de las presiones intersticiales y en consecuencia el mejoramiento de las propiedades geotécnicas.

WWW.LITECSA.C

Los principales dispositivos de drenaje interno son los siguientes:

4.2.1 Subdrenes longitudinales

En la fase de modernización de una carretera existente, como en la fase de construcción inicial, los subdrenes longitudinales son los dispositivos básicos de drenaje interno en zonas de corte y sus principales funciones son:

- Abatimiento de un nivel freático.
- Eliminación de aguas de filtración.
- Derivación de fuentes de agua situadas debajo de la subrasante. (Ver las Figuras 1.4 y 1.5).

4.2.2 Capas drenantes

Las capas drenantes pueden preverse en zonas de cortes o de terraplenes (Ver Figuras 1.6 y 1.7). En las zonas de corte una capa drenante se construye encima de la subrasante como primera capa del pavimento; permite recoger el agua de filtración o el agua de origen interior; se conecta imperativamente con subdrenes longitudinales localizados a ambos lados de la banca. Cuando la subrasante atraviesa una formación con fuentes de agua, es conveniente asociar la capa drenante con una red de subdrenes oblicuos dispuestos en forma de espina de pescado. En zona de terraplén, puede preverse la interposición de una capa drenante entre el terreno natural y el cuerpo del terraplén, especialmente en el caso de construcción de un terraplén sobre suelos compresibles; en algunos casos se completa este sistema de aceleración de la consolidación con pozos verticales, llenados con arena y unidos en su parte superior con la capa drenante.

El material de la capa drenante, así como el material colocado alrededor de los eventuales subdrenes complementarios, deben cumplir las condiciones de filtro siguientes:

Se denomina "S" el suelo natural en el cual se excava la trinchera, y "f" el material de filtro cuya gradación se determina para que satisfaga "condiciones de filtro" que se refieren a la permeabilidad relativa y la no contaminación.

– Condición de no arrastre del material de filtro a través de las perforaciones o de las juntas de la tubería. Habitualmente esta condición se expresa por la relación experimental:

COM.EC 2587713

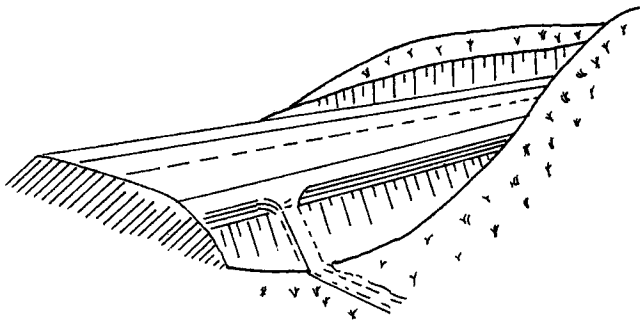


Figura 1.3 - Lavadero y bordillo.

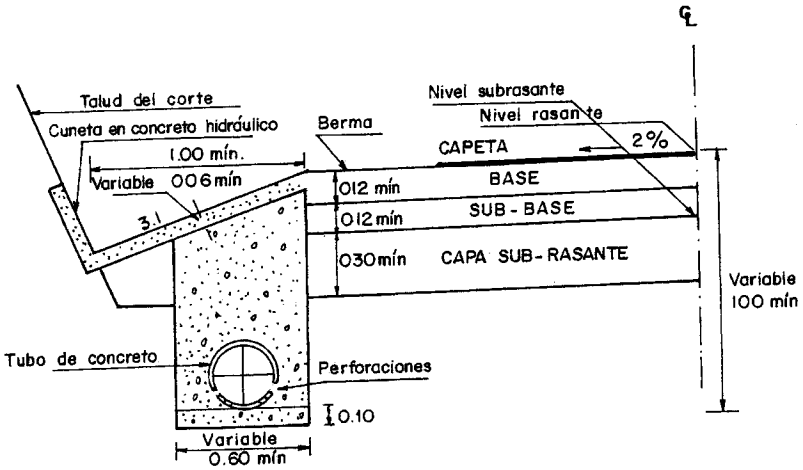


Figura 1.4 - Sección transversal de un subdren longitudinal de zanja según la práctica mexicana (Secretaría de Obras Públicas).

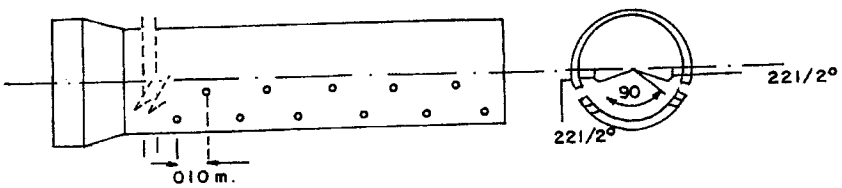


Figura 1.5 - Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje.

WWW.LITECSA.C

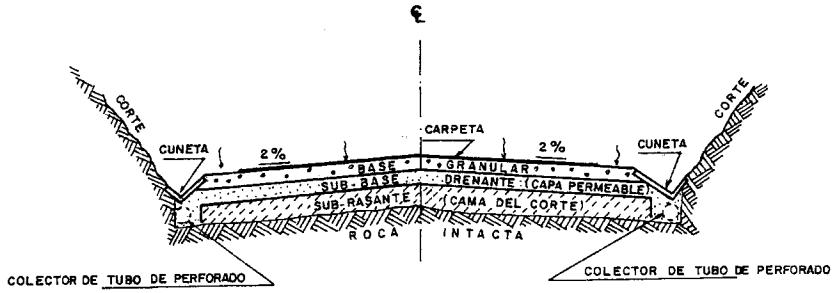


Figura 1.6 – Subbase utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.

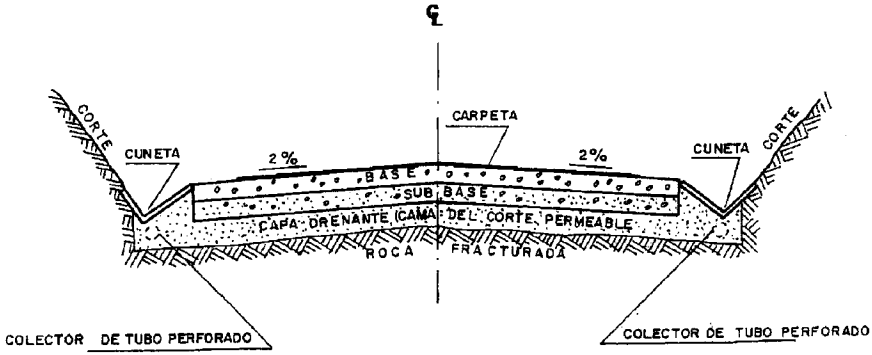


Figura 1.7 – Subrasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por subpresión.

COM.EC 2587713

$$f85 > 2d \qquad (1.1)$$

donde "f85" designa la malla del tamiz en el cual pasa el 85% (en peso) del material de filtro; y "d" es el tamaño de los orificios de la tubería.

- Condición de no contaminación del material de filtro por los elementos del suelo S, y condición de permeabilidad del filtro notablemente superior a la del suelo S.

  Estas condiciones se expresan experimentalmente por la doble desigualdad:

$$5S15 < f15 < 5S85 \qquad (1.2)$$

Como condición suplementaria se exige que la curva granulométrica del filtro sea aproximadamente paralela a la del suelo S. A veces se añade una condición de uniformidad relativa del material de filtro:

$f60 < 20f10$, así como una condición de limpieza de dicho material (por ejemplo, equivalente de arena superior a 40).

Referencias Bibliográficas

1. JUÁREZ BADILLO, E. y RICO, A. Mecánica de suelos, Tomo III. Flujo de agua en suelos.
2. MORENO PECEROS, Gabriel. Comentarios generales sobre drenaje, 1974.
3. OTONIEL FERNÁNDEZ, Hernán. Curso de pavimentos, Instituto de Vías, Universidad del Cauca, 1979.
4. RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Tomo 2, Obras Complementarias de Drenaje.

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 2

ESTUDIO DEL TRÁNSITO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS

2.1 INTRODUCCIÓN

Probablemente, la variable más importante en el diseño de una vía es el tránsito, pues, si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de éstos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento.

En este capítulo se presentan los elementos necesarios para cuantificar el tránsito, así como la metodología para calcular el número probable de aplicaciones de una carga patrón equivalente que utilizará el pavimento durante la vida de éste.

2.2 DEFINICIONES GENERALES

a) **Eje sencillo**: es un eje en cuyos extremos lleva una o dos ruedas sencillas.

b) **Eje tándem:** es aquel constituido por dos ejes sencillos con rueda doble en los extremos.

c) **Eje tridem**: es aquel constituido por tres ejes sencillos con rueda doble en los extremos.

COM.EC 2587713

d) **Vehículos livianos:** Son aquellos de menos de 5 toneladas de capacidad tales como automóviles, camionetas, camperos, etc.

e) **Vehículos comerciales:** Son aquellos de más de 5 toneladas de capacidad tales como camiones, buses, remolques, etc.

f) **Volumen de tránsito:** Es el número de vehículos que circulan en ambas direcciones por una sección de vía durante un período específico de tiempo. Este puede ser horario, diario, semanal, etc.

g) **Tránsito promedio diario**: Es el volumen de tránsito durante un período de tiempo, dividido por el número de días del período.

   Abreviadamente se denota como TPD. Según el período utilizado para medir el volumen de tránsito, el TPD puede ser anual, mensual o semanal, denominándose TPDA, TPDM, y TPDS, respectivamente.

h) **Tránsito existente**: Es aquel que presenta la vía antes de ser pavimentada.

i) **Tránsito atraído**: Es el volumen de tránsito que, sin cambiar ni su origen ni su destino, puede ocupar la futura vía pavimentada como ruta alterna, afluyendo a ella a través de otras vías ya existentes.

j) **Tránsito generado en una vía nueva o mejorada:** Es el volumen de tránsito que resulta como consecuencia del desarrollo económico y social de la nueva zona de influencia.

k) **Tránsito inducido:** Es la suma del tránsito atraído y generado.

l) **Nivel de servicio**: Es una medida de la calidad del flujo de tránsito por la vía. Se cuantifica con una serie de factores tales como la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad y los costos de operación.

m) **Volumen de servicio:** Es el volumen de tránsito que le corresponde a cada nivel de servicio.

n) **Capacidad**: La capacidad de una vía o de un carril es el número máximo de vehículos que puede circular por una u otra durante un período de tiempo determinado sin que se presenten demoras ni restricciones en la libertad de movimiento de los vehículos.

2.3 *CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS*

El INV (Instituto Nacional de Vías) ha designado la siguiente terminología para los vehículos que circulan en el país:

WWW.LITECSA.C

A = Vehículos livianos
B = Buses
C = Camiones.

Además, ha clasificado el tipo de vehículo de acuerdo con el número y disposición de sus ejes de la forma que se muestra en la Figura 2.1.

2.4 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE VEHÍCULO DE ACUERDO CON LA DISPOSICIÓN DE SUS EJES

Carga máxima legal

La diversidad en las características de los vehículos que circulan sobre un pavimento durante su vida de diseño, traen como consecuencia un amplio espectro de ejes de carga, con diferentes espacios entre llantas y distintas presiones de inflado, lo que origina una amplia gama de esfuerzos y deformaciones aplicados a un determinado punto de la estructura. La anterior consideración, plantea un problema muy complejo que hace necesario recurrir a simplificaciones prácticas.

Dado que la estimación de daño producido por las diversas cargas por eje es muy complejo, y que la única fuente confiable de información para afrontar este problema es el "AASHO ROAD TEST", de cuyos resultados se derivaron una serie de factores de equivalencia, de los cuales la Figura 2.2 muestra los adoptados por el INV, la carga tomada como patrón es un eje sencillo de 8.2 toneladas, cuya elección se hizo por dos motivos principales:

a) Porque el valor de esta carga era similar a la de 8.0 toneladas propuesta en la convención de Génova en 1949 y

b) Porque dicha carga por eje fue normalizada como carga para diseño de pavimentos flexibles, por muchos países y entidades.

2.5 DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO EXISTENTE

La información necesaria para cuantificar el tránsito existente de una vía se debe recolectar con base en los procedimientos de la Ingeniería de Tránsito. La información que se requiere es la siguiente:

a) El tránsito promedio diario semanal (TPDS)

b) Número, tipo y peso de los ejes de los vehículos pesados.

COM.EC 2587713

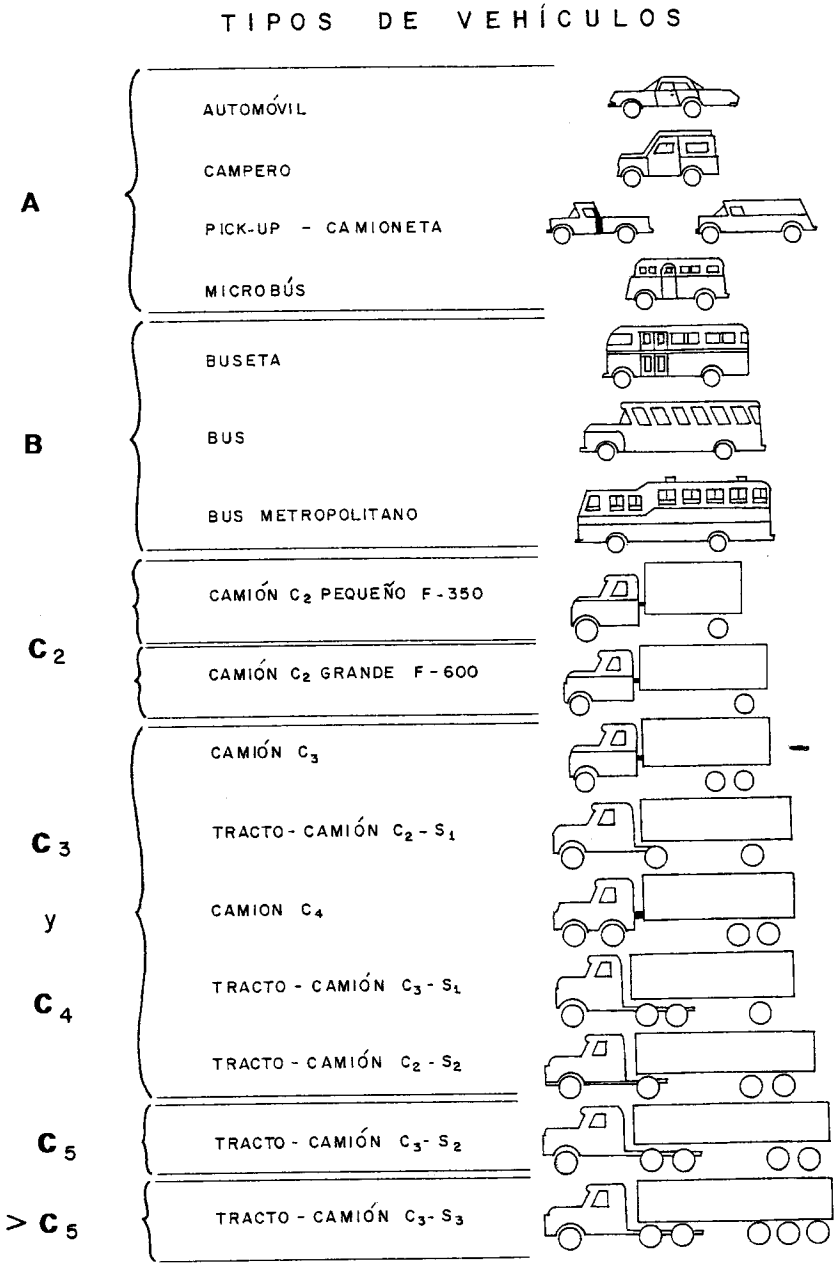


Figura 2.1 – Conteos manuales de tránsito.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

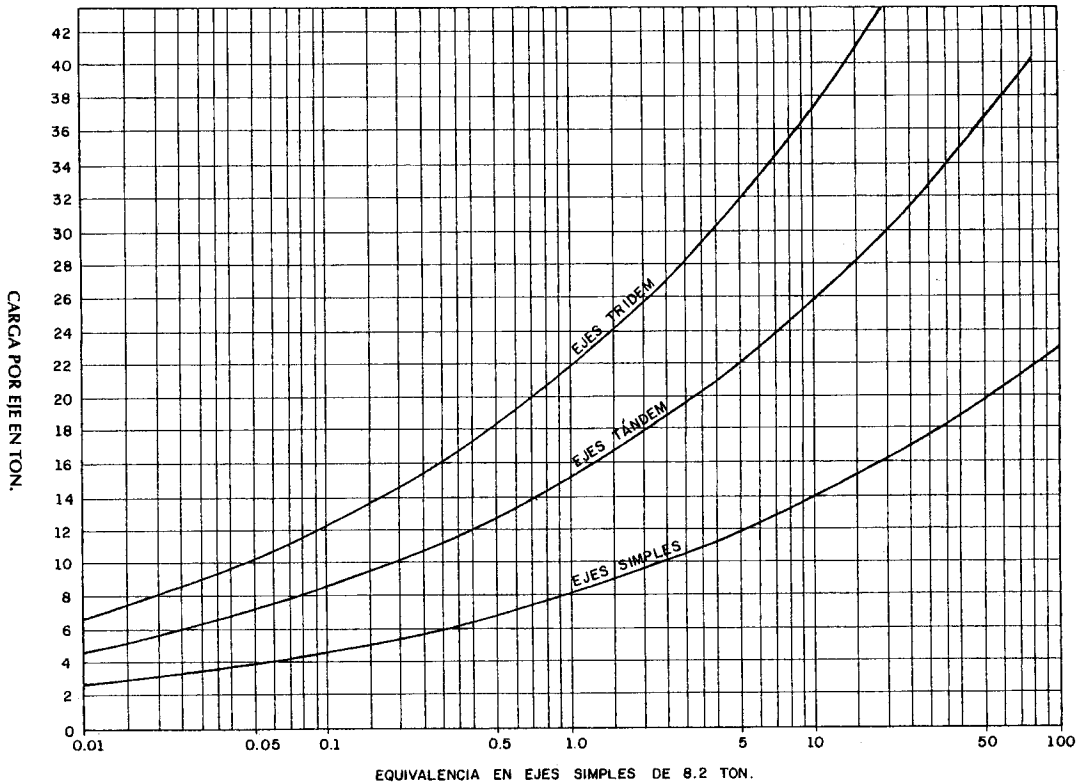


Figura 2.2 – Factores de equivalencia de carga para pavimentos flexibles. (***Fuente:*** AASHTO, SN = 3.0, P_t = 2.0).

El TPD se halla efectuando un conteo, durante una semana, de todos los vehículos que pasan por la carretera objeto del estudio. Teniendo en cuenta que el tránsito en general presenta variaciones mensuales y estacionales, es necesario hacer una cuidadosa elección de la semana de aforo. El INV efectúa los conteos de tránsito preferencialmente en época de verano.

El tránsito total registrado se divide por los siete días del conteo obteniéndose el TPDS, el cual debe discriminarse en vehículos livianos y comerciales. Estos últimos son los que realmente se tienen en cuenta para el diseño de un pavimento. La Figura 2.3 muestra un esquema modelo de presentación de los volúmenes de tránsito preparado por la Oficina de Programación del INV. En cada tramo de carretera estudiado se indica en un círculo el número de la estación de conteo y una línea horizontal sobre la cual se encuentra relacionado el tránsito promedio diario semanal (TPDS). Bajo dicha línea se encuentran relacionados los porcentajes de automóviles, buses y camiones respectivamente.

A manera de ejemplo se presenta a continuación el cálculo de los volúmenes de automóviles, buses y camiones correspondientes al sector de conteo Yopal-Aguazul (Ver Figura 2.4).

Automóviles: 1152 x 0.59 = 679.68 = 680
Buses: 1152 x 0.04 = 46.08 = 46
Camiones: 1152 x 0.37 = 426.24 = 426

La determinación del número, tipo y peso de los vehículos comerciales se hace en nuestro medio por medida directa, utilizando básculas para el pesaje de los ejes de todos los vehículos clasificados como comerciales, registrando en cada caso la clase de vehículo y el tipo de eje pesado, ya sea simple, tándem o tridem.

En la determinación del tránsito existente probable de una vía nueva, es evidente que no puede cuantificarse por medio de conteos directos, razón por la que es necesario recurrir a alguno de los siguientes procedimientos:

- Realizar un estudio de origen y destino entre los dos sitios que serán unidos por la nueva vía.
- Adoptar los datos de tránsito de otra vía situada en una zona de características similares; o
- Utilizar los datos de tránsito de otra vía alterna a la que se desea construir.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

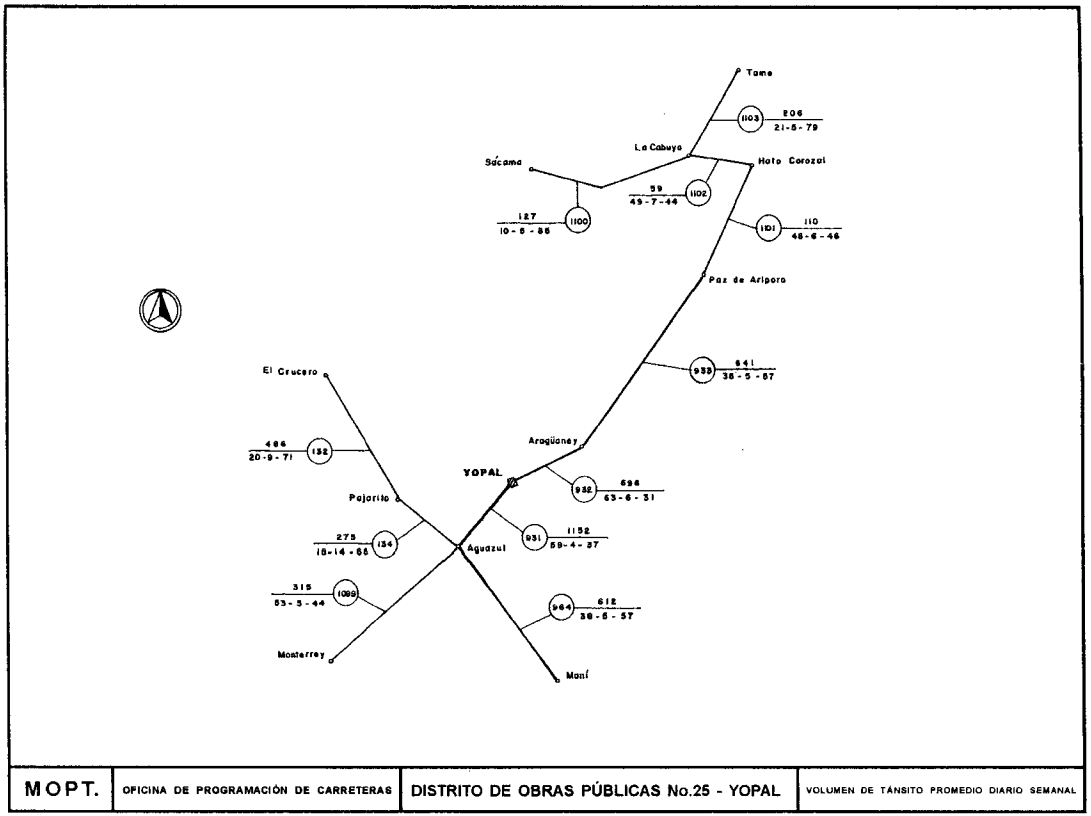


Figura 2.3 – Volumen de tránsito promedio diario semanal.

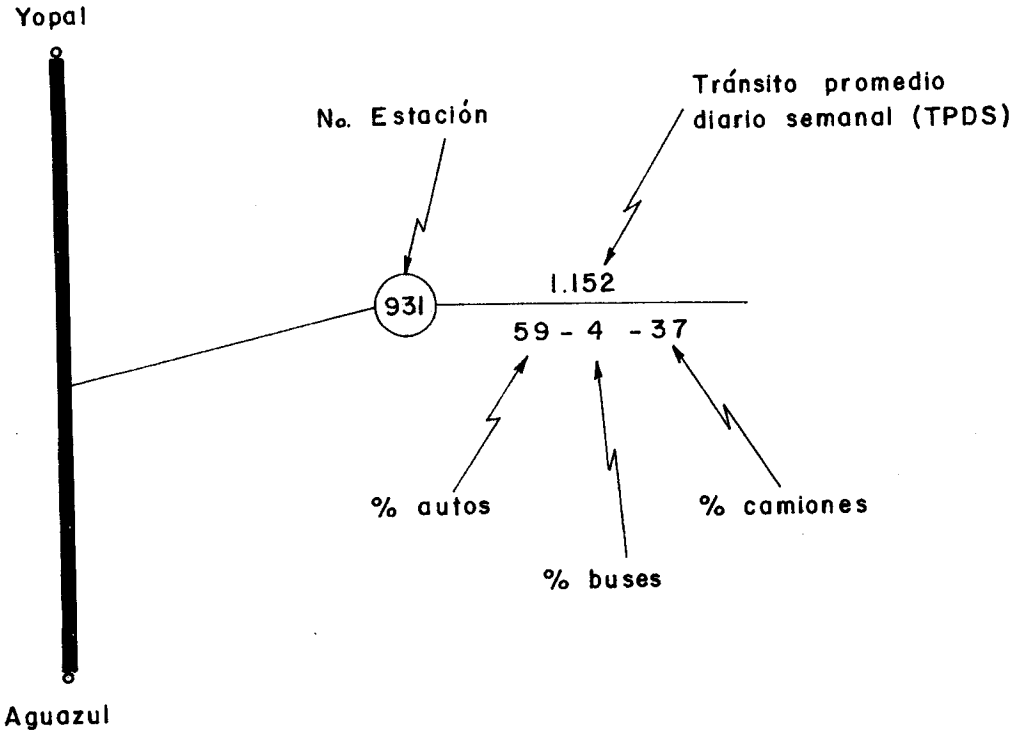


Figura 2.4 – Volúmenes de automóviles, buses y camiones de la vía Yopal–Aguazul.

WWW.LITECSA.C

2.6 SUPUTACIÓN DEL TRÁNSITO DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO

Un pavimento debe ser diseñado para soportar el tránsito inicial y aquel que pase durante su vida de servicio. Sin embargo, es necesario reconocer que no es fácil calcular tales cargas, por cuanto en el tránsito futuro intervienen factores muy complejos, dado que es muy difícil predecir los cambios en la economía regional general, en la población y en el uso de la tierra a lo largo de la vía durante el período de diseño. Pero, el volumen de tránsito futuro de una vía nacional en servicio, que se encuentre en afirmado, puede ser estimado con razonable exactitud a partir de datos sobre el tránsito existente y mediante un análisis estadístico de su evolución histórica. El estimativo en mención requiere del conocimiento del valor de la tasa anual de crecimiento del tránsito, el cual es indispensable para efectuar proyecciones a mediano y largo plazo, necesarias para los estudios de pavimento, tanto en la etapa de diseño como de funcionamiento. Para el cálculo de dicho parámetro es necesario contar con una serie cronológica de datos como la que presenta anualmente la Oficina de Programación de Carreteras del INV en su publicación denominada *Volúmenes de tránsito*. A partir de dichos datos y mediante la aplicación de modelos de regresión es posible ajustar las series históricas del tránsito con el uso de los modelos lineal y exponencial, pues son los que más se ajustan a estas series históricas. Eligiendo para el análisis el modelo que presente la mejor correlación de los valores de tránsito.

El tránsito inicial de vehículos comerciales utilizado para el diseño de un pavimento será la suma de: el normalmente existente, el atraído y el generado. Además, es conveniente tener en cuenta que para efectos del dimensionamiento de un pavimento interesa solamente el tránsito que pasa por un carril, al que se denomina carril de diseño, que es aquel por el cual se espera que circulen el mayor volumen de vehículos pesados, y para su determinación deben utilizarse los siguientes valores:

Número de Carriles	Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño
2	50
4	45
6+	40

COM.EC 2587713

El tránsito así obtenido habrá de proyectarse hacia el futuro una vez establecido el período de diseño y determinada la tasa anual de crecimiento del tránsito.

Tradicionalmente en Colombia las proyecciones del tránsito se han efectuado utilizando el modelo exponencial expresado mediante la siguiente fórmula de interés:

$$Tn = Ti \times (1 + r)^n \qquad (2.1)$$

donde:

Tn = Tránsito en cualquier año n.
Ti = Tránsito en el año cero (inicial).
r = Tasa de crecimiento anual del tránsito.

A partir de la expresión 2.1 es posible por integración obtener el tránsito acumulado durante los n años del período de diseño, mediante la siguiente ecuación:

$$T\ acumulado = Ti \times \frac{(1+r)^n - 1}{Ln(1+r)} \qquad (2.2)$$

Ejemplo

El tránsito promedio diario de vehículos comerciales de la carretera La Uribe-La Paila durante los años 1980-1985 aparece en la Tabla 2.1

a) Hallar las ecuaciones de los modelos lineal y exponencial que se ajusten a los datos del tránsito.

b) Estimar el tránsito promedio con los valores reales de 3218 y 3497 vehículos comerciales, respectivamente.

c) Determinar la curva de aproximación que mejor se ajuste a los datos de tránsito.

d) Hallar el valor de la tasa anual de crecimiento del tránsito.

Tabla 2.1

Años	1980	1981	1982	1983	1984	1985
TPD (V.C.)	2322	2327	2368	2472	2682	2789

WWW.LITECSA.C

e) Calcular con la ecuación de ajuste elegida, el tránsito de vehículos comerciales para el primer año de servicio del pavimento, que se estima sea 1991.

f) Calcular el tránsito acumulado de vehículos comerciales en el carril de diseño para un período de diseño de 10 años, contados a partir del primer año de servicio del pavimento. La vía es de dos (2) carriles de tránsito.

Solución

a) Determinación de la ecuación de aproximación que mejor ajuste los datos del tránsito.

La recta de ajuste de los datos tiene la ecuación:

$$Y = a + bx \qquad (2.3)$$

donde las constantes a y b se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{(\sum Y)(\sum X^2) - (\sum X)(\sum XY)}{N\sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$b = \frac{N\sum XY - (\sum X)(\sum XY)}{N\sum X^2 - (\sum X)^2}$$

El trabajo puede ordenarse como se presenta en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2

Año	X	X^2	Y	Y^2	XY
1980	0	0	2.322	5'391.684	0
1981	1	1	2.327	5'414.929	2.327
1982	2	4	2.368	5'607.424	4.736
1983	3	9	2.472	6'110.784	7.416
1984	4	16	2.682	7'193.124	10.728
1985	5	25	2.789	7'778.521	13.945
Sumatorias	15	55	14.960	37'496.466	39.152

COM.EC 2587713

A partir de los datos obtenidos en la Tabla No. 2.2 se tiene:

$$a = \frac{(14960)(55) - (15)(39152)}{(6)(55) - (225)} = 2243$$

$$b = \frac{(6)(39152) - (15)(14960)}{(6)(55) - (225)} = 100$$

Entonces $Y = 2243 + 100x$

La ecuación exponencial tiene la fórmula:

$$Y = ab^x \qquad (2.4)$$

Teniendo en cuenta que la ecuación (2.4) es no lineal es necesario reducirla a la forma lineal para facilitar su cálculo de la forma siguiente:

Aplicando logaritmos a la expresión $Y = ab^x$, se tiene:

Log Y = Log a + (Log b)x, esta ecuación se puede escribir $Y' = a' + b'X$, donde $Y' = \text{Log } Y$, $a' = \text{Log } a$, y, $b' = \text{Log } b$.

En la Tabla No. 2.3 se presenta los cálculos correspondientes:

Tabla 2.3

Año	Y	Y' (Log Y)	X	X^2	X Log Y	Y'^2
1980	2.322	3.366	0	0	0	11.330
1981	2.327	3.367	1	1	3.367	11.337
1982	2.368	3.374	2	4	6.748	11.384
1983	2.472	3.393	3	9	10.179	11.512
1984	2.682	3.428	4	16	13.712	11.751
1985	2.789	3.445	5	25	17.225	11.868
Sumatoria	14.960	20.373	15	55	51.231	69.182

A partir de los datos de la tabla anterior se tiene:

$$a' = \frac{(20.373)(55) - (15)(51.231)}{(6)(55) - (255)} = 3.353$$

WWW.LITECSA.C

Como: a' = Log a = 3.353, entonces, a = 2.254

$$b' = \frac{(6)(51.231) - (15)(20.373)}{(6)(55) - (225)} = 0.017$$

de igual forma b' = Log b = 0.017, por tanto, b = 1.04.

Entonces la ecuación exponencial será:

$Y = (2.254)(1.04)^x$

b) Mediante las ecuaciones de tendencia se obtienen los siguientes pronósticos del tránsito para 1988 y 1989.

Ecuación Lineal :	TPDv.c.(1988) = 3043
Ecuación Exponencial:	TPDv.c.(1988) = 3085
Ecuación Lineal:	TPDv.c.(1989) = 3143
Ecuación Exponencial:	TPDv.c.(1989) = 3208

Los resultados anteriores permiten concluir que los pronósticos del tránsito promedio diario de vehículos comerciales, calculados con la ecuación exponencial para los años 1988 y 1989, son más próximos a los valores reales que los encontrados con la ecuación lineal, aunque para los efectos de diseño de pavimentos esta ligera variación entre modelos realmente no tiene un apreciable significado.

c) Para la determinación de la curva de aproximación que mejor ajuste los datos se debe proceder a calcular el coeficiente de correlación de las dos curvas de ajuste en estudio y escoger aquella que presente una mejor correlación, es decir, la que resulte con el coeficiente más próximo a la unidad. La ecuación que permite calcular el coeficiente de correlación es la siguiente:

$$r = \frac{N\Sigma XY - (\Sigma X)(\Sigma Y)}{\sqrt{\left[N\Sigma X^2 - (\Sigma X)^2\right].\left[N\Sigma Y^2 - (\Sigma Y)^2\right]}}$$

Ecuación Lineal:

$$r = \frac{(6)(39152) - (15)(14.960)}{\sqrt{\left[(6)(55) - (225)\right].\left[(6)(37496466) - (223801600)\right]}}$$

COM.EC 2587713

r = 0.95

Ecuación Exponencial:

$$r = \frac{(6)(51.231) - (15)(20.373)}{\sqrt{[(6)(55) - (225)].[(6)(69.182) - (415.06)]}}$$

r = 0.98

De acuerdo con los resultados obtenidos, se tiene que la ecuación exponencial es la que mejor ajusta los datos del tránsito.

d) Teniendo en cuenta que la ecuación de ajuste $Y = (2254)(1.04)^X$ es, en esencia, la misma expresión (2.4), se tiene que: (1+r) = 1.04, entonces, r (tasa anual de crecimiento de tránsito) = 4%.

e) El tránsito para el primer año de servicio del pavimento será:

$Y = (2254)(1.04)^{11} = 3469$ vehículos comerciales

f) Para determinar el tránsito acumulado de vehículos comerciales en el carril de diseño, durante el período de diseño se debe proceder de la forma siguiente:

- Calcular el tránsito promedio diario de vehículos comerciales en el carril de diseño para el primer año de servicio del pavimento, así: 3609x 50/100 = 1805.
- El tránsito de vehículos comerciales de todo el año inicial de servicio del pavimento será:

  1805 x 365 = 658.625

- Finalmente, para el cálculo del tránsito acumulado de vehículos comerciales en el carril de diseño y durante los 10 años del período de diseño, es necesario integrar la ecuación básica:

$$Y = \int_0^X (658.825)(1.04)^X dx$$

entre los límites x = o a x = 10. Obteniéndose que:

$$Y = 658825 \left[\frac{(1.04)^{10} - 1}{Ln(1.04)}\right] = 10'703.984$$

WWW.LITECSA.C

2.7 CARGAS EQUIVALENTES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Con el objeto de evaluar el efecto, en un pavimento flexible, de las cargas diferentes a la estándar de 8.2 toneladas, equivalente a una tándem de 14.5 toneladas, se han determinado factores de equivalencia de carga por eje, que se han obtenido a partir de los resultados del AASHTO ROAD TEST. Los resultados obtenidos en el camino de prueba de la AASHTO, han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como:

$$\text{Factor de equivalencia de carga} = \left(\frac{P_i}{P_0}\right)^4 \qquad (2.5)$$

donde P_0 = carga estándar

P_i = carga cuya equivalencia con la estándar se desea calcular.

Ejemplo:

Calcular el factor de equivalencia de una carga por eje simple de 15 toneladas con relación a la estándar de 8.2 toneladas.

Solución

$$\text{Factor de Equivalencia de carga} = \left(\frac{15\ T}{8.2\ T}\right)^4 = 11$$

2.8 DETERMINACIÓN DEL FACTOR CAMIÓN

Se entiende por factor camión al número de aplicaciones de ejes sencillos con carga equivalente de 8.2 toneladas, correspondientes al paso de un vehículo comercial (bus o camión).

En nuestro medio son utilizadas tres metodologías para la obtención del factor camión: por conteo y pesaje de los vehículos comerciales, por el método MOPT - INGEROUTE y por el propuesto por la Universidad del Cauca.

Si bien el pesaje constituye el medio más preciso para determinar las características de equivalencia del tránsito real con respecto a ejes sencillos de 8.2 toneladas, lo costoso que resultan estos estudios impide efectuarlos para todos los diseños de pavimento que se deban acometer. Por tanto, cuando se deba efectuar un diseño para un tramo de vía en el cual no se tengan datos sobre el pesaje quedan dos alternativas:

COM.EC 2587713

1) Tomar el valor correspondiente a una vía cerrada del cual se posea dicha información, si se considera que las características del tránsito en los dos tramos es similar.

2) Estimar el factor camión a través de algún otro procedimiento de tipo empírico.

2.8.1 Determinación del factor camión por el método de conteo y pesaje

Para la determinación del factor camión por este método resulta conveniente elaborar una tabla como la No. 2.4, la cual ha sido tomada de un estudio real del Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

El método consiste, básicamente, en pesar durante un período definido, todos los ejes de los vehículos comerciales que pasan por un determinado punto de una carretera, agrupándolos luego de acuerdo con su carga por eje en toneladas en la columna de la izquierda de la tabla en mención y al número y distribución de sus ejes indicado en las columnas (1) y (7).

La sumatoria de los valores de la columna 1 es de 6750 ejes simples pesados, que corresponden a un total de 3375 camiones, de acuerdo con la configuración de sus ejes, así mismo, la 2 presenta un total de 1852 ejes simples pesados que corresponden a 926 buses. Los valores de la 3 resultan de sumar las columnas 1 y 2, igualmente la 8 y 9 representan las sumas en ellas indicadas.

Con el objeto de evitar molestias a los usuarios, causadas por las demoras en el pesaje de los ejes de los buses, aquellos son únicamente contados y distribuidos posteriormente de acuerdo con los porcentajes que se presentan en la parte inferior izquierda de la tabla, estos valores han sido obtenidos con base en la experiencia del país.

El último valor de la columna 8 corresponde al número total de camiones pesados durante el estudio y en el último renglón de la 9 aparece el total de buses y camiones contados y pesados.

La columna 10 se obtiene dividiendo cada uno de los valores de la columna 8 por el total de camiones pesados (3581) y multiplicando por 1000, de igual forma la columna 11 resulta de dividir cada uno de los valores de la 9 entre el último valor de la misma columna (4507) y multiplicando por 1000.

Los valores de la columna 12 corresponden a los factores de equivalencia de carga por eje determinados por el AASHTO ROAD TEST.

WWW.LITECSA.C

COMEC 2587/13

Carretera: CAUCASIA - SINCELEJO
Estación de pesaje: Chinú
Fechas de pesaje: de 5 III a 11 III 1970
Elaborado por: MOPT

Tabla 2.4
Determinación del factor por camión. Ambos sentidos

TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO		%
Vehículos livianos:	252	28
Buses:	132	15
Camiones:	511	57
Total vehículos diarios:	895	100

CARGA POR EJE TONELADAS	NÚMERO DE EJES							Tipo y número total de ejes		Tipo y número de ejes por		Factor de equivalencia por carga	Equivalencia en ejes de 8.2 Ton.	
	UNIDADES SIMPLES				COMBINACIÓN									
	DOS EJES			TRES EJES	3 EJES	4 EJES	5 EJES							
	Camiones	Buses	Camiones y buses	Camiones	Camiones	Camiones	Camiones	Camiones	Camiones y buses	1.000 camiones	1.000 camiones y buses		1.000 camiones	1.000 camiones y buses
	(1)	(2)	3 = 1 + 2	(4)	(5)	(6)	(7)	8=1+4+5+6+7	9 = 8 + 2	(10)	(11)	(12)	13=(10)(12)	14 = (11)(12)
EJES SIMPLES														
< 3.99	3593	1145	4738	46	30	49	2	3720	4865	1038.81	1079.43	–	–	–
4 – 4.99	372	241	613	13	5	36	5	431	672	120.36	149.10	0.09	10.83	13.42
5 – 5.99	313	226	539	15	1	11	1	341	567	95.22	125.80	0.20	19.04	25.16
6 – 6.99	279	213	492	13	9	5	–	306	519	85.45	115.15	0.39	33.32	44.91
7 – 7.99	244	14	258	4	4	2	–	254	268	70.93	59.46	0.71	50.36	42.22
8 – 8.99	231	9	240	1	6	6	–	244	253	68.14	56.13	1.21	82.45	67.92
9 – 9.99	330	4	334	–	6	14	–	350	354	97.74	78.54	1.93	188.64	151.58
10 – 10.99	391		391	–	7	15	–	413	413	115.33	91.63	2.97	342.53	272.14
11 – 11.99	321		321	–	4	13	–	338	338	94.39	74.99	4.41	416.26	330.70
12 – 12.99	343		343	–	2	4	–	349	349	97.46	77.43	6.36	619.84	492.45
13 – 13.99	236		236	–	2	1	–	239	239	66.74	53.03	8.95	597.32	474.62
14 – 14.99	66		66	–	2	1	–	69	69	19.27	15.31	12.32	237.41	188.62
15 – 15.99	20		20	–	2	1	–	23	23	6.42	5.10	16.72	107.34	85.27
16 – 16.99	5		5	–	1	–	–	6	6	1.67	1.33	22.28	37.21	29.63
> 17	6		6	–	–	–	–	6	6	1.67	1.33	29.21	48.78	38.85
No. total de ejes simples pesados.	6750	1852	8602	92	81	158	8	7089	8941				2791.33	2257.49
EJES EN TÁNDEM														
< 6.99	* Nota: Los buses fueron únicamente contados y para su distribución en ejes se usaron los siguientes porcentajes:			16		17	3	36	36	10.05	7.99	–	–	–
7 – 9.99				4		4	2	10	10	2.79	2.22	0.10	0.28	0.22
10 – 11.99				3		–	1	4	4	1.12	0.89	0.27	0.30	0.24
12 – 13.99				4		–	1	5	5	1.40	1.11	0.54	0.76	0.60
14 – 14.99				–		4	1	5	5	1.40	1.11	0.84	1.18	0.93
15 – 15.99				6		3	–	9	9	2.51	2.00	1.11	2.79	2.22
16 – 16.99				4		4	–	8	8	2.23	1.77	1.45	3.23	2.57
17 – 17.99	Ton.		%	5		2	2	9	9	2.51	2.00	1.85	4.64	3.70
18 – 18.99	3.99		61.86	13		5	–	18	18	5.03	4.00	2.34	11.77	9.36
19 – 19.99	4 – 4.99		13.00	9		5	–	14	14	3.91	3.11	2.93	12.16	9.11
20 – 20.99	5 – 5.99		12.18	3		9	1	13	13	3.63	2.88	3.64	13.21	10.48
21 – 21.99	6 – 6.99		11.52	8		8	2	18	18	5.03	4.00	4.48	22.53	17.92
22 – 22.99	7 – 7.99		0.78	2		6	1	9	9	2.51	2.00	5.46	13.70	10.92
23 – 23.99	8 – 8.99		0.46	2		–	–	2	2	0.56	0.44	6.61	3.70	2.91
24 – 24.99	9 – 9.99		0.20	8		2	–	10	10	2.79	2.22	7.94	22.15	17.63
> 25				5		10	2	17	17	4.75	3.77	9.50	35.81	35.81
No. total de ejes en tándem pesados				92		79	16	187	187			–	148.21	113.70
No. total de camiones y buses pesados	3375			92	27	79	8	3581		–	–	–	2939.54	2371.19
No. total de camiones y buses contados		926*	4301						4.507*					2.37

Las columnas 13 y 14 resultan de multiplicar cada uno de los valores de las columnas 10 y 11 por el respectivo factor de equivalencia de carga, por eje.

Finalmente, la sumatoria de todos los valores de la columna 14 dividida por 1000, da como resultado el factor camión que, para este ejemplo resultó ser de 2.37.

2.8.2 Determinación del factor camión por los métodos Mopt-Ingeroute y la Universidad del Cauca

Los factores de equivalencia promedio utilizados más frecuentemente en Colombia son los obtenidos por el MOPT-INGEROUTE y la Universidad del Cauca, tales valores se presentan a continuación en la Tabla 2.5.

A partir de estos valores se puede estimar el factor camión, para cualquier tramo de la red nacional de carreteras, teniendo en cuenta que durante los conteos manuales que anualmente realiza el INV, se hace una discriminación de la manera como está compuesto el tránsito de camiones.

Tabla 2.5

Tipo de vehículo	Factores de equivalencia	
	Mopt–Ingeroute	Universidad del Cauca (1996)
C-2 pequeño		1.14
	1.4 (prom.)	
C-2 grande		3.44
C-3	2.4	3.76
C2 - S1		3.37
C4	3.67	6.73
C3 - S1		2.22
C2- S2		3.42
C3 - S2	4.67	4.40
C3- S3	5.0	4.72
Bus P-600		0.40
	0.2 (prom.)	
Bus P-900		1.0
Buseta		0.05

WWW.LITECSA.C

Ejemplo: Determinar el factor camión de un tramo de carretera cuyo TPDS es de 1368 vehículos de los cuales el 78% son automóviles, el 4% son buses y el 18% son camiones, el tránsito de camiones está distribuido así: C-2=25%, C-3=21%, C-4=30%, C-5=15% y mayores de C-5=9%. Utilizar los factores de equivalencia propuestos por el MOPT-Ingeroute.

Solución:

1. Se determina el factor camión (FC) de los camiones

$$FC\ (camiones) = \frac{25\times 1.4 + 21\times 2.4 + 30\times 3.67 + 15\times 4.67 + 9\times 5}{25 + 21 + 30 + 15 + 9}$$

FC (camiones) = 1.96

2. Teniendo en cuenta que el factor bus es de 0.2, entonces el factor camión de buses y camiones será:

$$FC = \frac{4\times 0.2 + 18\times 1.96}{4+18} = 1.64$$

2.9 *DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS EN EL CARRIL DE DISEÑO Y DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO (N)*

Una vez determinado el número acumulado de vehículos que transitarán en el carril de diseño y durante el período de diseño, es posible convertir esta cantidad de vehículos comerciales a ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas mediante el factor camión:

$$N = TPD \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100} \times 365 \times \frac{(1+r)^n - 1}{Ln(1+r)} \times F.C. \qquad (2.6)$$

TPD = Tránsito promedio diario inicial.
A = Porcentaje estimado de vehículos pesados (buses y camiones).
B = Porcentaje de vehículos pesados que emplean el carril de diseño.
r = Rata anual de crecimiento del tránsito.

COM.EC 2587713

n = Período de diseño.
F.C. = Factor camión.

Ejercicios

2.1 Cuál es el factor de equivalencia de una carga por eje tándem de 35 toneladas con relación a una de 14.5 toneladas de iguales características.

Rta. 33.9

2.2 Determinar el factor camión de una vía cuyo TPDS es de 2500 vehículos de los cuales el 50% son automóviles, el 30% son buses y el 20% son camiones. La distribución de camiones es: C-3=80% y C-4=20%. Utilizar los factores de equivalencia de carga propuestos por la Universidad del Cauca.

Rta. 2.16

2.3 Determinar el factor camión de una vía en la que se tiene las siguientes características de carga:

Carga por eje simple (t)	No. de ejes por cada 1000 camiones y buses
< 6.99	9.36
7 - 7.99	10.48
8 - 8.99	17.92
9 - 9.99	10.92
10 - 10.99	17.63

Rta. 9.045×10^{-3}

2.4 Para el estudio del tránsito de un sector de carretera se disponen de los siguientes datos históricos:

Año	TPD (Vehículos comerciales)
1981	260
1982	283
1983	290
1984	295
1985	300

WWW.LITECSA.C

Determinar:

a) La ecuación de la mejor curva de ajuste.

b) La rata promedio anual de crecimiento del tránsito.

c) El tránsito para el primer año de servicio del pavimento que se considera sea 1991.

d) El número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño y para un período de diseño de 10 años. Asumir un factor camión de 1.5.

Rta. a) $Y = (267.1)(1.03)^x$
Rta. b) $r = 3\%$
Rta. c) $y = 359$
Rta. d) $N = 2.25 \times 10^6$ ejes equivalentes de 8.2 ton.

Referencias bibliográficas

1. INGEROUTE - G.A.M., Clases de Tránsito, Febrero 1982.

2. MOPT, Guía para el diseño estructural de pavimentos flexibles en Colombia.

3. MURRAY R. SPIEGEL, ESTADÍSTICA. Curva de ajuste y método de mínimos cuadrados, 1984.

OM.EC 2587713

CAPÍTULO 3

ESTUDIO DE LOS SUELOS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS

3.1 DEFINICIÓN DE SUELO Y ROCA

En la Ingeniería de pavimentos se considera como roca a un agregado natural de granos minerales, unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. Por otra parte, se considera que suelo es una agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en agua. Aunque estas definiciones son las que se utilizarán en este texto, es conveniente aclarar que en la práctica no existe una diferencia tan simple entre roca y suelo, pues, las rocas más rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización, y algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a las de la roca meteorizada.

3.2 ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos provienen de la alteración de las rocas por la acción de los fenómenos atmosféricos durante un tiempo apreciable. El proceso de alteración, denominado meteorización, se realiza por desintegración o descomposición de las rocas.

COM.EC 2587713

La desintegración es un proceso mecánico que divide las rocas en partículas pequeñas que conservan las propiedades físicas y químicas de la roca madre.

La descomposición es aquel proceso por el cual la roca se transforma en un producto de diferentes propiedades físicas y químicas.

Los causantes de la meteorización de las rocas se llaman agentes de meteorización o intemperismo. Son físicos, químicos y biológicos. Los primeros producen desintegración y los otros descomposición.

Los principales agentes físicos de meteorización son: agua, glaciares, viento y temperatura.

El agua arrastra las rocas y las desintegra produciendo suelos por lo general gruesos tales como las gravas y las arenas; también, el agua al introducirse en las grietas de las rocas y llenadas totalmente puede producir el efecto de cuña causando grandes presiones que pueden disgregarlas en partículas gruesas o dar origen a oquedades y formas irregulares en las rocas.

Los glaciares son movimientos de grandes masas de hielo con velocidades muy pequeñas del orden de metros por años produciendo un efecto abrasivo en las partículas transportadas.

Un suelo producto de este efecto es el llamado polvo o harina de roca que se encuentra en grandes cantidades en la base de los glaciares.

El viento tiene un efecto de erosión que desgasta las rocas.

El calor produce el fenómeno de exfoliación por el cual las rocas sufren un descascaramiento que las hace adoptar formas redondeadas.

Los principales agentes químicos que producen meteorización son: hidratación, carbonatación, oxidación y solución. Estos agentes producen fundamentalmente suelos finos y son los causantes de la formación de casi todas las arcillas. Entre estas se distinguen las caolinitas, las ilitas y montmorillonitas.

Los agentes biológicos más importantes son: vegetales y micro-organismos.

Los microorganismos son los causantes de la formación de suelos orgánicos que normalmente constituyen la capa superficial de la corteza terrestre. Los vegetales al descomponerse dan origen a una clase especial de suelo denominado turba cuya principal característica es su comportamiento elástico.

Todos los suelos resultantes de la acción de los agentes anteriormente mencionados se pueden agrupar en dos tipos: suelos residuales y suelos transportados.

WWW.LITECSA.C

Los suelos residuales son aquellos formados en el mismo sitio donde se encuentra actualmente o sea que prácticamente se hallan ubicados junto a la roca madre que los ha originado. *Un suelo es transportado* cuando agentes físicos han trasladado sus partículas y depositado en el sitio donde actualmente se encuentran. Un caso especial lo constituyen los rellenos, que son depósitos de suelo hechos por el hombre.

Es importante tener en cuenta que el acomodo de las partículas que constituyen los suelos y ciertas propiedades internas son completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero se encuentran los productos de la desintegración o descomposición, conservando, aunque sea lejanamente, la estructura de la roca madre. En un suelo transportado las partículas están dispuestas dependiendo fundamentalmente de la forma como se produjo la depositación sin relación ninguna en el acomodo que tenían en la roca original.

La mecánica de suelos por su desarrollo histórico se ha enfocado en gran parte a los suelos transportados y aunque muchas teorías y ensayos de laboratorio, se aplican en la actualidad indistintamente, fueron elaborados para ese tipo de suelos. Es importante, saber que esto sucede a fin de tomarlo en cuenta en la aplicación práctica de esta ciencia y si es el caso proponer modificaciones en teoría o equipos de pruebas.

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES

Ciertas propiedades de los suelos residuales deben ser suficientemente conocidas por el ingeniero de suelos ya que ellas influyen en el comportamiento de las obras de tierra tales como taludes y terraplenes.

Una característica importante es el llamado perfil de meteorización que es una secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se encuentran encima o en lugar próximo a la roca que les dió origen. Varían de un lugar a otro dependiendo de una serie de factores tales como el tipo, edad y estructura de la roca madre, la topografía, la vegetación, el drenaje, la actividad bacterial y el clima, especialmente en cuanto a temperatura y régimen de lluvias.

El perfil de meteorización se ha formado por desintegración y descomposición de la roca. Dependiendo de su grado de alteración generalmente se distinguen tres capas u horizontes sobre la roca sana.

Horizonte A o capa superior: Es aquella donde la alteración es mayor y ha habido alguna remoción de sus productos. Normalmente en esta zona se encuentra una capa delgada de descomposición orgánica.

COM.EC 2587713

Horizonte B o capa intermedia: Es una zona de acumulación de los productos de alteración de la zona superior.

Horizonte C o capa de transición: Es una capa parcialmente meteorizada que sirve de transición entre el suelo y la roca sana.

3 .4 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS TRANSPORTADOS

Estos suelos han sufrido un proceso de formación tal como los suelos residuales y luego han sido trasladados y depositados en el lugar donde actualmente se encuentran.

El traslado de sedimentos lo realizan los llamados agentes transportadores, tales como el agua, el hielo, el viento, la gravedad y ciertos organismos. Dependiendo del tipo de agente las partículas son afectadas especialmente en cuanto a su tamaño, forma y textura tal como se indica en la Tabla 3.1

Tabla 3.1
Características de los suelos transportados

Características	Agente			
	Agua	Aire	Hielo	Gravedad
Tamaño	Disminución por solución, poca abrasión en carga suspendida, alguna abrasión e impacto en carga arrastrada.	Considerable reducción.	Considerable molienda e impacto.	Considerable impacto.
Forma	Redondeo de arenas y gravas.	Alto grado de redondeo.	Angular pulimento de caras.	Angular no esférico.
Textura	Arena lisa pulida brillante.	Superficies deslustradas por impacto.	Superficies estriadas.	Superficies estriadas.

El depósito de los sedimentos varía con al agente transportador y con el medio en el cual son depositados.

El agua produce depósitos aluviales, lacustres y marinos.

Los depósitos aluviales se encuentran en los lechos de los ríos y están constituidos por suelos gruesos generalmente. En las zonas aledañas en

WWW.LITECSA.C

ocasiones inundadas por desbordamiento del río se encuentra gran variedad de suelos arcillosos y limosos.

Los depósitos lacustres se presentan en los lagos donde desembocan corrientes de agua. En las entradas se depositan las partículas gruesas que arrastran el agua durante la época de creciente y las partículas finas se asientan en aguas más profundas formando estratos horizontales alternados cuya estructura depende de la composición electro-química del agua.

Los depósitos marinos son diferentes ya sean de playa o altamar. En la playa predominan partículas granulares mientras que en altamar predominan las de tamaño coloidal, depositadas especialmente por floculación debido a la salinidad del agua.

El viento propicia la formación de los llamados depósitos eólicos entre los cuales están las dunas y los loess.

Las dunas son depósitos de arena cuyas partículas han sido transportadas por el viento arrastrándolas o levantándolas ligeramente habiendo sido, por tanto, sometidas a un desgaste muy intenso.

Los loess son depósitos de arenas finas y limos que han sido transportadas por el viento grandes distancias. En general son depósitos de mucha dureza por la cimentación de carbonatos y óxidos de hierro. Como características generales de los loess se tienen: alta porosidad en la dirección vertical, taludes estables según la cimentación de sus partículas y uniformidad en sus componentes.

Los depósitos glaciares se presentan en zonas donde ha habido actividad glaciar y tienen como característica principal la heterogeneidad del tamaño de las partículas variando desde fragmentos de roca de varios metros de dimensión hasta polvo de décima de milímetro.

La gravedad produce los llamados depósitos de talud, cuya característica principal es la heterogeneidad en el tamaño de sus partículas.

3.5 *CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS*

Teniendo en cuenta que en la naturaleza existe una gran variedad de suelos, la ingeniería de suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado.

En la actualidad los sistemas más utilizados para la clasificación de los suelos, en estudios para diseño de pavimentos de carreteras y aeropistas son el de la

COM.EC 2587713

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Unified Soil Clasification System, conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

3.5.1 Clasificación de suelos AASHTO

De acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8.

En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

Descripción de los grupos de clasificación

a) **Suelos granulares:** Son aquellos que tienen 35% o menos, del material fino que pasa el tamiz No. 200. Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 y A-3.

Grupo A-1: El material de este grupo comprende las mezclas bien graduadas, compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también en este grupo mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.

Subgrupo A-1a: Comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Subgrupo A-1b: Incluye aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa bien gradada, con o sin ligante.

Grupo A-2: Comprende una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% del material fino.

Subgrupos A-2-4 y A-2-5: Pertenecen a estos Subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-5, respectivamente.

Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índices de Grupo, en exceso a los indicados por el grupo A-1. Así mismo, incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 Y 1-2-7: Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

WWW.LITECSA.C

Grupo A-3: En este grupo se encuentran incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye, además, las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

b) **Suelos finos limo arcillosos:** Contienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz número 200. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Grupo A-4: Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material fino que pasa el tamiz número 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

Grupo A-5: Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

Grupo A-6: El material típico de este grupo es la arcilla plástica. Por lo menos el 75% de estos suelos debe pasar el tamiz número 200, pero se incluyen también las mezclas arcillo-arenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 64%. Estos materiales presentan, generalmente, grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.

Grupo A-7: Los suelos de este grupo son semejantes a los suelos A-6 pero son elásticos. Sus límites líquidos son elevados.

Grupo A-7-5: Incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

Subgrupo A-7-6: Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites líquidos y que, además, experimentan cambios de volumen extremadamente grandes.

Las características de los diferentes grupos y subgrupos, y el procedimiento de clasificación se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3.

Índice de grupo: Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su límite de líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa el tamiz número 200. Los índices de grupo de los suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; los correspondientes a los suelos limosos, entre 8 y 12 y los de suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más. Cuando se indica un índice de grupo hay que colocarlo entre paréntesis. Así, por ejemplo, A-2-4 (1), quiere decir un suelo A-2-4 cuyo índice de grupo es 1.

COM.EC 2587713

Tabla 3.2
Clasificación de suelos por el método AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35%, ó menos, pasa el tamiz No. 200)			Materiales limo-arcillosos (Más del 35% pasa el tamiz No. 200)			
GRUPOS	A - 1	A - 3*	A - 2	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Porcentaje que pasa el tamiz:							
No. 10 (2.00 mm)	-	-	-	-	-	-	-
No. 40 (0.425 mm)	50 máx.	51 mín.	-	-	-	-	-
No. 200 (0.075 mm)	25 máx.	10 mín.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del material que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm):							
Límite líquido	-	-	-	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad.	6 máx.	NP	-	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.

* La colocación de A-3 antes A-2, se hace únicamente por razones de ordenamiento de cantidades.

Tabla 3.3
Clasificación de suelos por el método AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35%, ó menos, pasa el tamiz No. 200)							Materiales limo-arcillosos (Más del 35% pasa el tamiz No. 200)			
Grupos	A - 1		A - 2					A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b	A - 3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa el tamiz:											
No. 10 (2.00 mm)	50 máx.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
No. 40 (0.425 mm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.	-	-	-	-	-	-	-	
No. 200 (0.075 mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
Características del material que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm):											
Límite líquido	-		-	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.*
Terreno de fundación	Excelente a bueno		Excelente a bueno	Excelente a bueno				Regular a malo			

* El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5, es igual ó menor a LI-30.
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6, es mayor que LI-30.

WWW.LITECSA.C

El índice de grupo se calcula con la fórmula:

$$IG = (F-35)\,[0.2 + 0.005\,(LL-40)] + 0.01\,(F-15)\,(IP-10) \qquad (3.1)$$

Donde:

IG = Indice de grupo

F = Porcentaje del suelo que pasa por el tamiz No. 200, expresado como número entero.

Ll = Límite líquido

IP = Indice de plasticidad.

El índice de grupo se puede también determinar por medio del la Figura 3.1

El índice de grupo siempre se reporta aproximándolo al número entero más cercano, a menos que su valor calculado sea negativo, en cuyo caso se reporta como cero.

Ejemplo:
Una muestra de suelo tiene las siguientes características granulométricas:

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa
2.0 (No. 10)	100
0.075 (No. 200)	71
0.050	67
0.005	31
0.002	19

El límite líquido es 53 por ciento, y el índice de plasticidad 22 por ciento. Clasifique este suelo de acuerdo con el sistema AASHTO.

Solución:
Cálculo del índice de grupo:

F = 71

Ll = 53

IP = 22

IG = (71-35) [0.2 + 0.005 (53-40)] + 0.01(71-15)(22-10) = 16

COM.EC 2587713

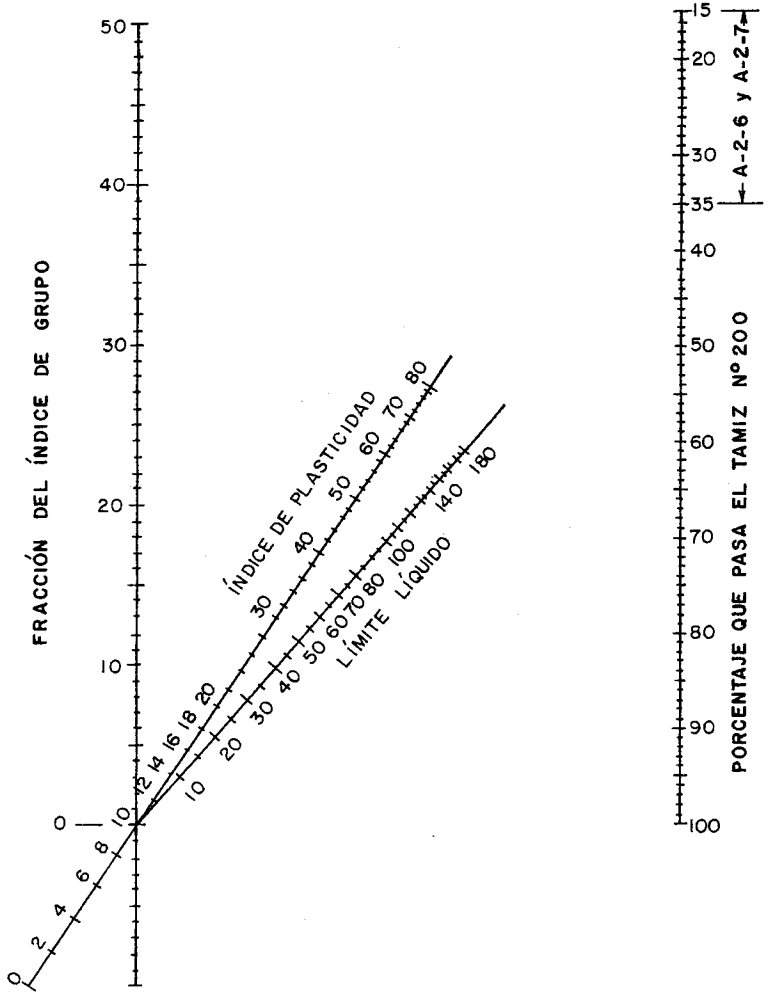


Figura 3.1 – Diagrama para la determinación del índice de grupo.

WWW.LITECSA.C

Con apoyo en los valores límite y en la Tabla 3.4 el suelo es A-7-5 o A-7-6. Como LI - 30 = 53 - 30 = 23, valor que es mayor que el IP la clasificación del suelo es A - 7 - 5 (16). Teniendo en cuenta el IP = 53 - 22 = 31, que es mayor de 30, la clasificación es A-7-5 (16).

3.5.2 Clasificación unificada de suelos

Este sistema fue propuesto por Arturo Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942 para aeropuertos.

Esta clasificación divide los suelos en:

- Suelos de grano grueso
- Suelos de grano fino
- Suelos orgánicos.

Los suelos de grano grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz No. 200.

Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz No. 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

Suelos gruesos

Se dividen en gravas (G) y arenas (S) y se separan con el tamiz No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo G, si más del 50% del peso de su fracción gruesa queda retenido en el tamiz No. 4 y pertenecerá al grupo S, en caso contrario.

Tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (GW, GP, GM, GC) y (SW, SP, SM, SC), respectivamente, como se explica a continuación.

Gravas

- Si el porcentaje de finos, contenidos en la grava, es menor del 5% la grava puede ser bien gradada (GW) si cumple que el coeficiente de curvatura

COM.EC 2587713

(C_c) presente un valor entre 1 y 3 y el coeficiente de uniformidad (C_u) sea mayor de 4, si no cumple los coeficientes anteriores la grava será mal gradada (GP).

En el símbolo GW, el prefijo G (gravel) se refiere a las gravas y W (Well graded) quiere decir bien graduado.

De igual modo el símbolo GP indica gravas pobremente graduadas o mal graduadas (poorly graded grael).

- Si el porcentaje de finos, contenido en la grava, es mayor del 12% la grava puede ser GC si los finos son arcilla y GM si los finos son limo.

El símbolo GM indica gravas limosas, en la que el sufijo M proviene del sueco mo, y el símbolo GC indica gravas arcillosas. El sufijo C indica arcilla (clay).

- Si el porcentaje de finos está entre 5 y 12%, se usa símbolo doble, por ejemplo, GW-GC.

Arenas

- Si el porcentaje de finos, contenido en la arena, es menor del 5%, la arena puede ser, bien gradada (SW) si cumple que $1<C_c<3$ y $C_u>6$ si no cumple los coeficientes anteriores, la arena será mal gradada (SP).

- Si el porcentaje de finos, contenido en la arena, es mayor del 12%, la arena puede ser arcillosa (SC), si los finos son arcilla, o limosa (SM) si los finos son limo.

- Si el porcentaje de finos está entre 5 y 12% se usa símbolo doble, por ejemplo, SP - SM.

Los coeficientes de curvatura (C_c) y de uniformidad (C_u) que permiten comparar y calificar granulometrías se definen así:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D10 \times D60} \qquad (3.2)$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D10} \qquad (3.3)$$

Ejemplo:

Dada la curva granulométrica de un suelo que clasifica como arena limosa mal gradada la cual se encuentra representada en la Figura 3.2, el coeficiente

WWW.LITECSA.C

de uniformidad se halla determinado en la intersección de la curva con la línea del 60% y se anota el tamaño de las partículas correspondientes a este punto, para este caso el valor es 4.2 mm. Se repite para la línea 10% y se obtiene un valor de 0.1 mm., por tanto, $C_u = 4.2/0.1 = 42$. Procediendo de igual forma se tiene que el coeficiente de curvatura es:

$$\frac{(0.5)^2}{4.2 \times 0.1} = 0.60$$

La clasificación de los suelos por el sistema unificado se facilita con el empleo de las Tablas 3.4 y 3.5.

Suelos finos

El sistema unificado considera los suelos finos divididos en tres grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y limos y arcillas orgánicos (O). Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez, según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es Ll = 50%. Si el límite líquido del suelo es menor de 50 se añade al símbolo general la letra L (Low Compresibility). Si es mayor de 50 se añade la letra H (high compresibility). Obteniéndose de este modo los siguientes tipos de suelos:

ML = Limos inorgánicos de baja compresibilidad.

OL = Limos y arcillas orgánicas de baja compresibilidad.

CL = Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad.

CH = Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad.

MH = Limos orgánicos de alta compresibilidad.

OH = Arcillas y limos orgánicos de alta compresibilidad.

Los suelos altamente orgánicos, como las turbas, se designan con el símbolo P_t.

La clasificación de los suelos finos se hace con la carta de plasticidad, Tabla 3.5, en la que sus diferentes zonas aparecen delimitadas por dos líneas básicas: la Línea A que separa las arcillas de los limos y suelos orgánicos; la línea B que separa los suelos de alta y baja compresibilidad.

Perfil de suelos

Un perfil de suelo es una sección vertical del suelo a través de todos sus horizontes y se extiende dentro de las variaciones que pueden ocurrir en un perfil dado.

COM.EC 2587713

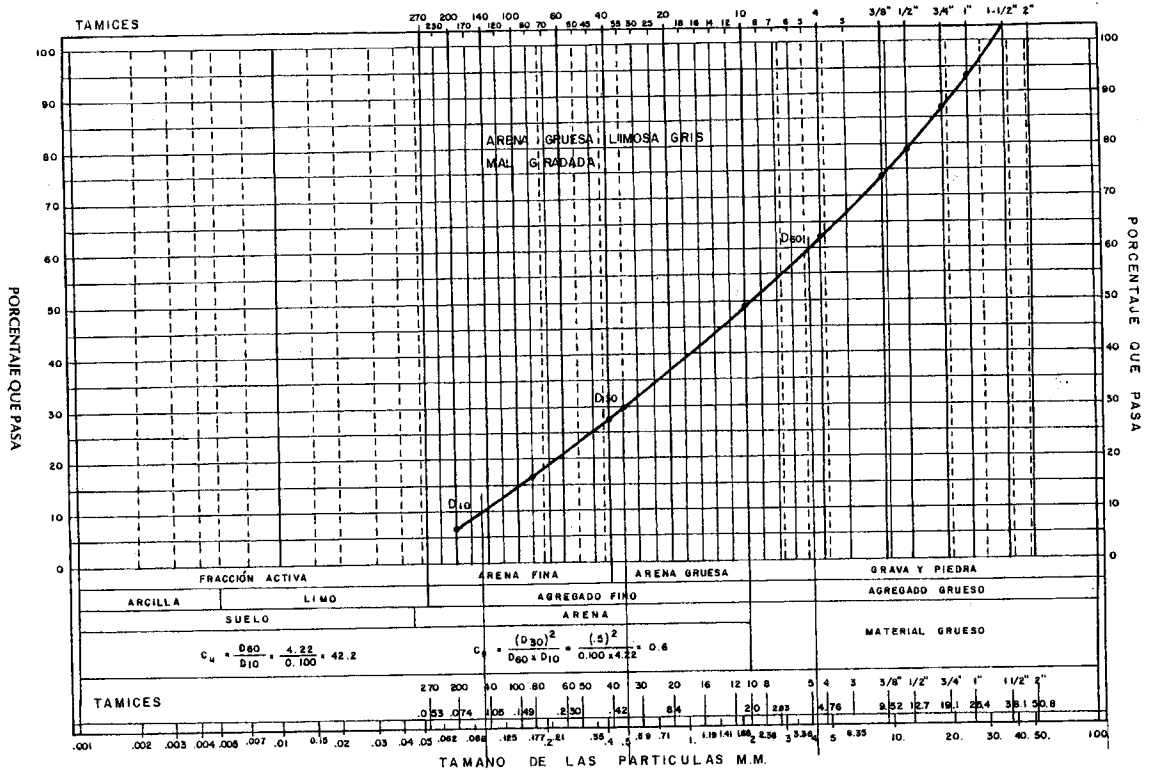


Figura 3.2 – Representación gráfica del análisis granulométrico.

WWW.LITECSA.C

Tabla 3.4
Clasificación unificada de suelos.

CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO

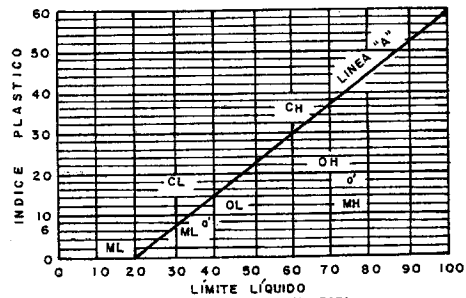
			SIMBOLOS DEL GRUPO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS (MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA Nº200 (0.-))	GRAVAS (MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA Nº4)	GRAVAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	GW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, ENTRE 1 y 3
			GP	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	GM	LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I_p MENOR QUE 6
			GC	LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6
	ARENAS (MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA PASA LA MALLA Nº4) (Úsese la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)	ARENAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	SW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, ENTRE 1 y 3
			SP	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA SW
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	SM	LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I_p MENOR QUE 6
			SC	LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6

DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA Nº200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUEN
MENOS DE 5% : GW, GP, SW, SP
MÁS DE 12% : GM, GC, SM, SC

SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS (MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA Nº200 (USESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO))	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	ML	
		CL	
		OL	
	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	MH	
		CH	
		OH	
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		P_t	

EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS
G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGÁNICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD
S. ARENA C. ARCILLA P_t TURBA P. MAL GRADUADA H. ALTA COMPRESIBILIDAD

COMPARANDO SUELOS A IGUAL LÍMITE LÍQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL ÍNDICE PLÁSTICO



CARTA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS EN EL LABORATORIO

-o- TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS US. STANDAR

COM.EC 2587713

Tabla 3.5
Clasificación unificada de suelos

Procedimiento de identificación en el campo (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm. (3") y basando las fracciones en pesos estimados)							Símbolos del grupo (*)
Suelos de partículas gruesas Más de la mitad del material es retenido en la malla No. 200 (0.074 mm.)		*Gravas* Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4		*Gravas limpias* (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		GW
					Predominio de un tamaño a un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios.		GP
				Gravas con finos (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (para identificación, véase grupo ML abajo).		GM
					Fracción fina plástica (para identificación véase grupo CL abajo).		GC
		Arenas Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm. como equivalente a la abertura de la malla No. 4	*Arenas limpias* (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		SW
					Promedio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios.		SP
				Arenas con finos (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (para identificación véase grupo ML abajo).		SM
					Fracción fina plástica (para identificación véase grupo CL abajo).		SC
Suelos de partículas finas Más de la mitad del material pasa la malla No. 200	(Las partículas de 0.074 mm. de diámetro (malla No. 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	Procedimientos de identificación en la fracción que pasa la malla No. 40					
		Limos y arcillas Límite líquido menor de 50		*Resistencia en Edo. seco* (Características al rompimiento)	*Dilatancia* Reacción al agitado	*Tenacidad* (Consistencia cerca del límite plástico)	
				Nula a ligera	*Rápida a lenta*	*Nula*	ML
				Media a alta	*Nula a muy lenta*	*Media*	CL
				Ligera a media	*Lenta*	*Ligera*	OL
		Limos y arcillas Límite líquido mayor de 50		*Ligera a media*	*Lenta a nula*	*Ligera a media*	MH
				Alta a muy alta	*Nula*	*Alta*	CH
				Media a alta	*Nula a muy lenta*	*Ligera a media*	OH
Suelos altamente orgánicos				Fácilmente identificables por color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt

WWW.LITECSA.C

En las áreas en las cuales no se impide el drenaje hay tres capas mayores u horizontes. La capa superficial u horizonte A, que es una zona permeable; la capa siguiente es el horizonte B o zona de acumulación; debajo de la zona B se encuentra el horizonte C o Material Principal (ver Figura 3.3). Fuera de los horizontes A y B existen las partes alteradas del perfil como consecuencia del clima y la vegetación. El horizonte C es relativamente no meteorizado.

Los horizontes A y B se llaman además "Suelos del Solum". Los suelos del Solum se distinguen por la base de contenido orgánico, los cambios de textura, los cambios químicos y otros factores.

Horizontes A y B:

A través de la acción de infiltración del agua, del hielo y deshielo, de las reacciones químicas y otros factores, los materiales son removidos del horizonte A y depositados en el B. Estas transferencias pueden ocurrir mediante soluciones químicas o movimientos mecánicos de las partículas de los suelos. El horizonte B se caracteriza por su densidad, la cual se produjo en primera instancia por la colmatación de los vacíos con los finos procedentes del horizonte A. Tales finos aumentan también el porcentaje de llenante en la gradación del material del horizonte B, produciendo con frecuencia un aumento en la plasticidad y una disminución en la permeabilidad. Acumulaciones de calcio y carbonato de magnesio, gelatinas, silicosas y otros coloides complejos pueden ocurrir como resultado de la precipitación de las soluciones. Tales depósitos pueden modificar significativamente la actividad que presentan las partículas arcillosas aumentando o disminuyendo su plasticidad; pueden por ejemplo, cambiar el pH de los materiales y pueden también trabajar como agentes cementantes y provocar la formación de capas duras.

Horizonte C:

Consiste en el material parental, el cual puede estar constituido por un manto rocoso parcialmente descompuesto o desintegrado (suelo residual) o puede haber sido transportado y depositado en un nuevo lugar. En los suelos residuales el tipo de roca Madre le da la descripción al material principal. Si el material principal es de origen transportado, se indicará el agente de transporte (agua, viento, hielo, etc), y además se anotarán los métodos de deposición (depósitos, lacustres, depósitos de playas, sedimentos, marinos, acarreos glaciares, material aluvial, etc).

Horizonte D:

El pedologista se refiere a este horizonte como cualquier estrato localizado por debajo del horizonte C, el cual es simplemente diferente del horizonte C, que puede o no tener influencia en el desarrollo de la porción meteorizada del perfil.

COM.EC 2587713

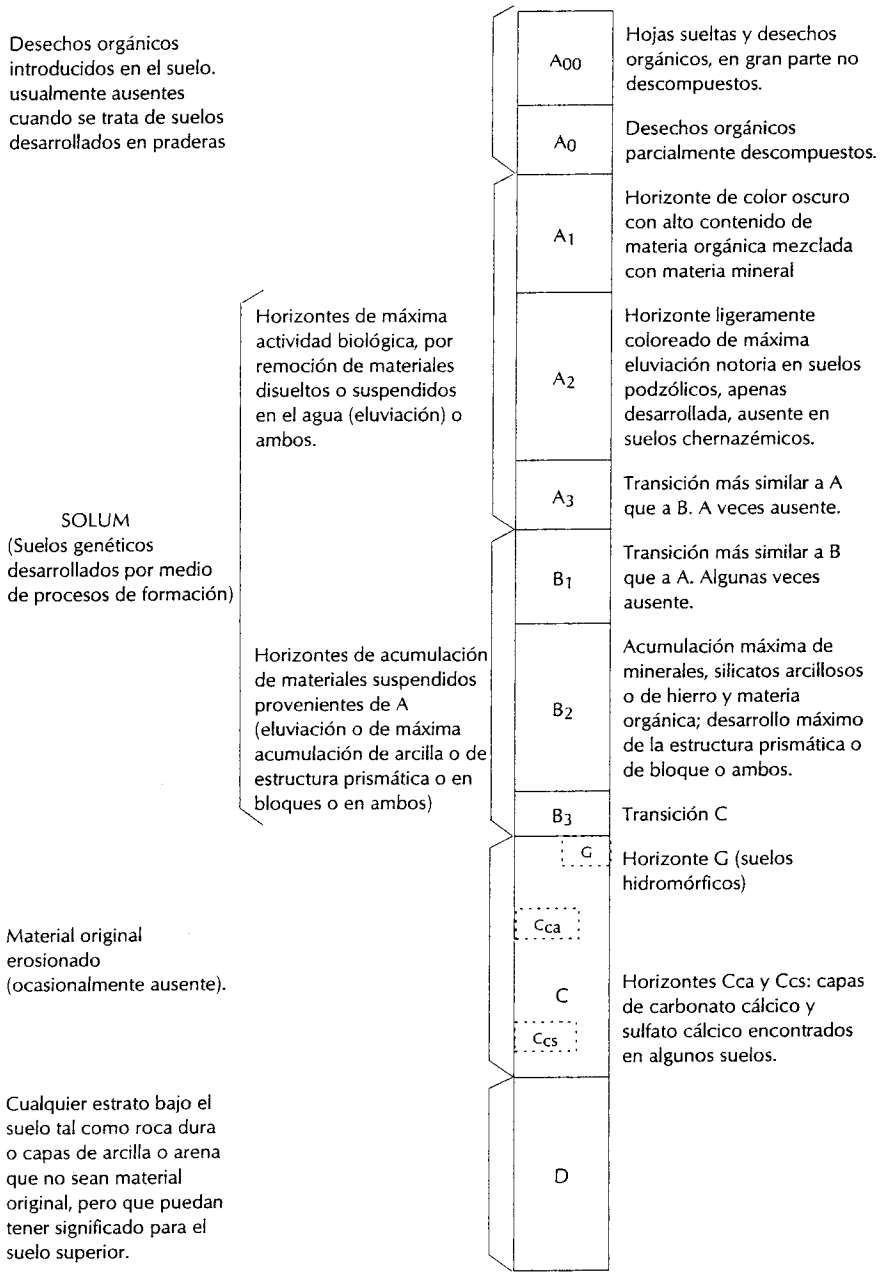


Figura 3.3

WWW.LITECSA.C

Si el horizonte es relativamente pequeño (0.90 a 1.8 mm), probablemente su influencia en las características de los suelos superiores va a repercutir en el perfil del suelo y por consiguiente deberá anotarse en el mismo. Sin embargo, si el horizonte D es profundo y no contribuye a la formación del material superior, no deberá tenerse en cuenta.

Relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos

En los suelos se distinguen tres fases: la sólida, constituida por las partículas minerales, la líquida que generalmente es el agua contenida en la masa de suelo, y la gaseosa que es el aire que se encuentra dentro de los poros. Entre estas fases es necesario definir un conjunto de relaciones que están vinculadas a sus pesos y volúmenes, las cuales permiten establecer el comportamiento del suelo desde el punto de vista geotécnico. En la Figura 3.4 se presenta un esquema de una muestra de suelo con sus tres fases y en ella se acotan las siglas de los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

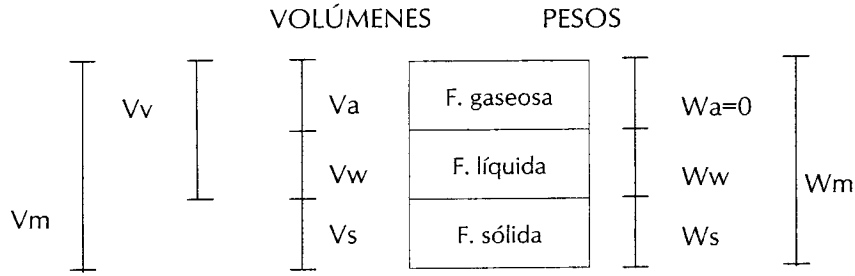


Figura 3.4 – Esquema de un suelo parcialmente saturado.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes más utilizados en el estudio de los pavimentos son los siguientes:

a) Peso unitario total o densidad húmeda del suelo

$$\gamma m = \frac{Wm}{Vm} = \frac{Ws + Ww}{Vm} \qquad (3.4)$$

COM.EC 2587713

b) Peso unitario de las partículas sólidas

$$\gamma s = \frac{Ws}{Vs} \qquad (3.5)$$

c) Peso unitario seco o densidad seca del suelo

$$\gamma d = \frac{Ws}{Vm} \qquad (3.6)$$

La expresión anterior también se puede anotar de la forma siguiente:

$$\gamma d = \frac{\gamma m}{1 + \frac{w}{100}} \qquad (3.7)$$

d) Peso específico relativo de los sólidos del suelo o gravedad específica.

$$Ss = \frac{\gamma s}{\gamma o} = \frac{ws}{Vs\,\gamma o} \qquad (3.8)$$

e) Relación de vacíos

$$e = \frac{Vv}{Vs} \qquad (3.9)$$

En teoría se puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), sin embargo, en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente compresible.

f) Porosidad:

$$n = \frac{Vv}{Vm} \qquad (3.10)$$

Esta relación puede variar de 0 (en un suelo ideal con solo fase sólida), a 100 (espacio vacío). Los valores reales suelen oscilar entre 20% y 95%.

g) Grado de saturación:

$$Gw\,(\%) = \frac{Vw}{Vv} \times 100 \qquad (3.11)$$

WWW.LITECSA.C

El grado de saturación varía de 0% en suelos secos a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

h) Contenido de agua o humedad

$$W(\%) = \frac{Ww}{Ws} \times 100 \qquad (3.12)$$

En teoría el contenido de agua varía de 0 a infinito, sin embargo, en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 100%.

Ejemplo:

En un estudio de suelos se determinaron las características mecánicas de un estrato de arena encontrándose que, al obtener una muestra representativa, su volumen era de 450 cm^3 y su peso húmedo de 780 gramos. Después de secado al horno, el especimen pesó 660 gramos. El peso unitario de las partículas sólidas fue de 2.63, determinar:

a) Porcentaje de humedad de la muestra.

b) Relación de vacíos de la arena en su estado natural.

c) Porosidad de la arena en su estado natural.

d) Grado de saturación de la arena.

e) Densidad húmeda de la arena.

f) Densidad seca de la arena.

Solución:

a) El porcentaje de humedad es:

$$W(\%) = \frac{Ww}{Ws} \times 100 = \frac{780 - 660}{660} \times 100 = 18.182\%$$

b) La relación de vacíos es:

$$\gamma s = \frac{Ws}{Vs} = \text{entonces, } Vs = \frac{Ws}{\gamma s} = \frac{660}{2.63} = 250.9 \text{ cm}^3$$

$$Vv = Vm - Vs = 450 - 250.9 = 199.1 \text{ cm}^3$$

COM.EC 2587713

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{199.1}{250.9} = 0.79$$

c) La porosidad de la arena es:

$$n = \frac{Vv}{Vm} \times 100 = \frac{199.1}{450} \times 100 = 44.24\%$$

d) El grado de saturación es:

$$Gw = \frac{Vw}{Vv} \times 100 = \frac{780 - 660}{199.1} = 60.27\%$$

e) La densidad húmeda de la arena es:

$$\gamma m = \frac{Wm}{Vm} = \frac{780}{450} = 1.7333 \text{ g/cm}^3 = 1733.3 \text{ Kg/m}^3$$

f) La densidad seca de la arena es:

$$\gamma d = \frac{\gamma m}{1 + \frac{w}{100}} = \frac{1.733.3}{1 + \frac{18.182}{100}} = 1466.64 \text{ Kg/m}^3$$

Investigación y evaluación de suelos para el diseño de un pavimento

Para la obtención de la información geotécnica básica de los diversos tipos de suelos deben efectuarse investigaciones, de campo y laboratorio, que determinen su distribución y propiedades físicas. Una investigación de suelos debe comprender:

1. Selección de las unidades típicas de diseño: Consiste en la delimitación de las unidades homogéneas de diseño con base en las características: geológicas, pedológicas, climáticas, topográficas y de drenaje de la zona en proyecto.

2. Determinación del perfil de suelos: La primera labor por llevar a cabo en la investigación de suelos consiste en la ejecución sistemática de perforaciones en el terreno, con el objeto de determinar la cantidad y extensión

WWW.LIBRECSA.C

de los diferentes tipos de suelos, la forma como éstos están dispuestos en capas y la detección de la posición del nivel de agua freática.

Teniendo en cuenta que es imposible realizar un estudio que permita conocer el perfil de suelos en cada punto del proyecto, es necesario acudir a la experiencia para determinar el espaciamiento entre las perforaciones con base en la uniformidad que presenten los suelos.

Un criterio para la ubicación, profundidad y número de las perforaciones se presenta a continuación en la tabla 3.6:

Tabla 3.6
Criterios para la ejecución de perforaciones en el terreno para definir un perfil de suelos.

Tipo de zona	Espaciamiento(m)	Profundidad(m)
1. Carreteras	250 - 500	1.50
2. Pistas de aterrizaje.	A lo largo de la línea central, 60-70m	*Cortes:* -3m debajo de la rasante *Rellenos:* -3m debajo de la superficie existente del suelo.
3. Otras áreas pavimentadas.	1 perforación cada 1.000 m^2	*Cortes:* 3m debajo de la rasante. *Rellenos:* 3m debajo de la superficie existente del suelo.
4. Préstamos	Pruebas suficientes para definir claramente el material.	Hasta la profundidad que se propone usar como préstamo.

Lógicamente, la ubicación, profundidad y número de perforaciones deben ser tales que permitan determinar toda variación importante de la calidad de los suelos. En cada perforación que se efectúe, se debe anotar el espesor de las diversas capas encontradas y su posición exacta en sentido vertical, así como la identificación visual de los materiales, indicando su color y consistencia.

Deberá registrarse, además, la posición del nivel freático en caso de detectarse, por cuanto este dato es importante para el diseño de los dispositivos de subdrenaje que sean necesarios en la obra vial.

3) Muestreo de las diferentes capas de suelos: En cada perforación ejecutada deberán tomarse muestras representativas de las diferentes capas de suelos encontradas. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones en que se encontraba en el terreno de donde procede e inalterada en el caso contrario.

COM.EC 2587713

En la obtención de muestras alteradas debe efectuarse el siguiente procedimiento:

a) Se retira la parte seca y suelta de cada estrato con el propósito de obtener una superficie fresca.

b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación que debe contener: nombre del proyecto, sector en estudio, número de la perforación, localización de la perforación, número de la muestra, espesor del estrato y enumeración de los ensayos de laboratorio a que será sometida.

c) Las muestras se envían en bolsas al laboratorio.

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple consiste en cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado, normalmente de 0.30m × 0.30m × 0.30m, cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo adecuadamente para su envío y procesamiento en el laboratorio.

4) Ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas para determinar sus propiedades físicas en relación con la estabilidad y capacidad de soporte de la subrasante:

Con el objeto de establecer las propiedades físicas de cada suelo muestreado y estimar su comportamiento bajo diversas condiciones, es necesario efectuar varias pruebas. Al respecto, se encuentran normalizadas cierto número de pruebas cuyos nombres identifican las características que determinan.

A continuación se indican las pruebas más aplicables en la pavimentación de carreteras y aeropistas.

a) *Determinación del contenido de humedad:* Es un ensayo que permite determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

Una masa de suelo tiene tres constituyentes: las partículas sólidas, el aire y el agua. En los suelos que consisten en partículas finas, la cantidad de agua presente en los poros tiene un marcado efecto en las propiedades de los mismos.

El conocimiento de la humedad natural de un suelo no sólo permite definir a priori el tratamiento a darle, durante la construcción, sino que también permite estimar su posible comportamiento, como subrasante, pues, si el contenido natural de agua de un suelo está próximo al

WWW.LITECSA.C

límite líquido, es casi seguro que se está tratando con un suelo muy sensitivo y si, por el contrario, el contenido de agua es cercano al límite plástico, puede anticiparse que el suelo presentará un buen comportamiento.

b) *Análisis granulométrico:* Es una prueba para determinar cuantitativamente la distribución de los diferentes tamaños de partículas del suelo.

Existen diferentes procedimientos para la determinación de la composición granulométrica de un suelo. Por ejemplo, para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el procedimiento más expedito es el tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos, el tamizado se hace cada vez más difícil teniéndose entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación.

c) *Determinación del límite plástico de los suelos:* El límite plástico se define como la mínima cantidad de humedad con la cual el suelo se vuelve a la condición de plasticidad. En este estado, el suelo puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, cambio de volumen, agrietamiento o desmoronamiento.

Para contenidos de humedad mayores que el límite plástico se presenta una caída muy pronunciada en la estabilidad del suelo.

d) *Determinación del límite líquido de los suelos:* El límite líquido es el mayor contenido de humedad que puede tener un suelo sin pasar del estado plástico al líquido. El estado líquido se define como la condición en la que la resistencia al corte del suelo es tan baja que un ligero esfuerzo lo hace fluir.

El cálculo del índice de plasticidad es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico, e indica el grado de contenido de humedad en el cual un suelo permanece en estado plástico antes de cambiar al estado líquido.

e) *Peso específico:* Se define como peso específico de un suelo a la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. El valor del peso específico, que queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, determinación de la densidad de equilibrio de un suelo y corrección de la densidad en el terreno por la presencia de partículas de agregado grueso, interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos.

f) *Ensayos de compactación de suelo:* Se entiende por compactación todo proceso que aumenta el peso volumétrico de un suelo. En

COM.EC 2587713

general, es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable.

Para efectos del control de la compactación durante la construcción, es necesario efectuar pruebas que permiten conocer la máxima densidad y el óptimo contenido de humedad de los diferentes tipos de suelos.

- Máxima densidad: Es el máximo peso seco, obtenido cuando el material se mezcla con diferentes porcentajes de agua y se compacta de una manera normal preestablecida.

- Óptimo contenido de humedad: Es el porcentaje de agua con el cual se obtiene la máxima densidad para el esfuerzo de compactación especificado.

g) Determinación de la densidad del suelo en el terreno: Este ensayo tiene por objeto determinar el peso seco de una cierta cantidad de suelo de la capa cuya densidad se desea conocer, así como el volumen del orificio excavado para recoger el suelo, el cual se mide mediante una arena y procedimiento normalizados. La relación entre el peso seco del material y el volumen del orificio del cual se extrajo es la densidad seca de la capa cuyo nivel de compactación se verifica.

h) Determinación de la resistencia de los suelos:

Los ensayos de resistencia más difundidos en nuestro medio son el CBR (de laboratorio y campo) y los ensayos de carga sobre una placa.

- Ensayo de CBR (Relación Californiana de Soporte): (AASHTO-T193-63)

El índice de California (CBR) es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se usa en el diseño de pavimentos flexibles. El CBR se expresa en porcentaje como, la razón de la carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro del suelo, a la carga unitaria requerida para introducir el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra tipo de piedra partida.

- Ensayo de carga directa sobre placa: (AASHTO D1195 y D1196):

Esta prueba se utiliza para valuar la capacidad portante de las subrasantes, las bases y, en ocasiones, los pavimentos completos. Aunque

WWW.LITECSA.C

esta prueba es generalmente aplicada al diseño de pavimentos rígidos, en la actualidad también se utiliza en pavimentos flexibles.

El ensayo básicamente consiste en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar, midiéndose las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados. A través de esta prueba es posible calcular el módulo de reacción de una subrasante dada. Este concepto se define como la presión necesaria que ha de transmitirse a la placa para producir en el suelo una deformación prefijada.

Teniendo en cuenta que la mayoría de los laboratorios no poseen los equipos necesarios para elaborar cualquier prueba de resistencia se han establecido relaciones empíricas entre las diversas medidas de resistencia, como la que se muestra en la Figura 3.5

i) *Ensayos Adicionales:* En algunas ocasiones, existen o se prevee condiciones especiales o poco usuales de los suelos, en tales casos es necesario efectuar pruebas adicionales. Por ejemplo, un suelo expansivo afectado por grandes variaciones climáticas de humedad pueda requerir estabilización con algún aditivo, o compactación a baja densidad, con alto contenido de humedad; en cada caso ajustándose a las indicaciones de la práctica local, tipo de superficie y cargas de diseño. Los suelos con bajas densidades de campo y/o susceptibles de consolidación, pueden necesitar un aumento de la densidad hasta mayores profundidades que las necesarias para un diseño normal.

Estos suelos de características difíciles deben ser reconocidos y deben tomarse las medidas de corrección adecuadas cuando sea necesario.

De otra parte, deberá tenerse en cuenta que todos los suelos de subrasante, cohesivos o no, son susceptibles de consolidarse bajo la acción de las cargas del tránsito a las que serán sometidos cuando trabajen como parte de una obra vial. El grado de consolidación y la magnitud de la corrección aumenta rápidamente con la frecuencia y magnitud de las cargas circulantes del tránsito. El diseñador deberá entonces especificar la profundidad y el grado de densificación y/o la estabilización que se requiere para asegurar un comportamiento adecuado del pavimento.

Los resultados de los ensayos de laboratorio y la información obtenidos en la explotación de campo se condensan en cuadros resumen como el que se muestra en la Tabla 3.7.

5. Determinación del suelo típico de subrasante para una unidad de diseño.

COM.EC 25877713

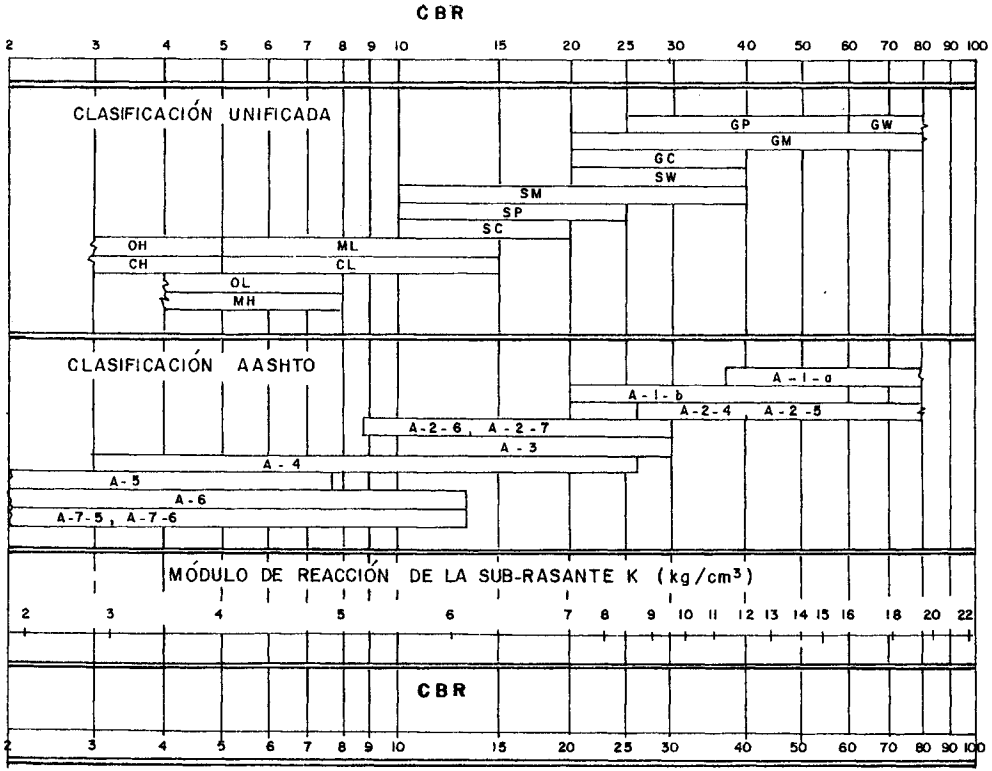


Figura 3.5 – Relación aproximada entre la clasificación del suelo y los valores del CBR y K.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 3.7
Cuadro resumen de exploración

Instituto Nacional de Vías | **Estudio de suelos y materiales**

Carretera: Puerto Salgar - Puerto Boyacá — Fecha: noviembre, 1987
Sector: Caño Alegre - La Ye - Puerto Boyacá — Plancha No. 2 de 4
Exploración de la vía entre km 4+000 y km 7+000

Abscisa Km + Mtra	Son. No.	Mtra. No.	Hum. a la Pr. %	Hum. a la Pr. Mts.	Profundidad del estrato mts.	L. L %	I. P %	Granulometría % pasa No. 4	No. 10	No. 40	No. 200	Peso específico	Índice de grupo	Clasificación AASHTO	USC	Compactación Proctor Mod Gr/cm³	Humedad óptimo %	Dens. terr. Gr/cm³	% de compactación	CBR de labor.	Descripción
K. 4+000	5		22	0.08	0.08 - 0.20	–	NP	5	38	23	8			A-1-a	GW- GM	2.077	9	1.588	129.6	77	Grava areno limosa
			17	0.20																	
			15	0.40	0.20-0.75	–	NP	42	31	18	8			A-1-a	GW-GM						Grava areno -limosa
			19	0.60																	
			19	0.80	0.75-1.20	28	12	95	92	78	44			A-6	SC						Arena grava arcillosa
			23	1.00																	
K. 5+000	6		17	0.05	0.05-0.25	31	13	48	32	19	10			A-1-a	GP-GM	2.077	9	1.219	129.6	59	Grava areno-limosa
			11	0.20												2.077	9	1.397	129.6	67	
			18	0.40																	
			13	0.60																	
			15	0.80	0.80-1.00	–	NP	95	92	51	19			A-2-4	SM						Arena limosa
			29	1.00																	
K. 6+050	7		24	0.08	0.08-0.80	24	10	51	41	25	12			A-1-a	SP-SM	2.077	9	1.364	129.6	66	Grava areno -limosa
			17	0.20																	
			19	0.40																	
			16	0.60																	
			15	0.80	0.80-1.20	–	NP	50	54	38	14			A-1-b	SM						Arena limosa
			21	1.00																	
			21	1.20																	
K. 7+000	8		25	0.02	0.02-0.40	–	–	57	47	26	11			A-1-a	SW-SM	2.077	9	1.385	129.6	67	Arena limo-gravillosa
			27	0.20																	
			21	0.40	0.40-1.20	–	NP	96	94	70	12			A-2-4	SM	2.077	11	1.721	120.4	89	Arena limosa
			26	0.60																	
			18	0.80																	
			13	1.00																	
			21	1.20																	

A partir de la determinación de la granulometría y los límites líquidos y plásticos de los diversos suelos encontrados, es posible clasificarlos y dibujar un perfil como el que se presenta en la Figura 3.6.

La observación cuidadosa del perfil de suelos de cada unidad, permitirá definir el suelo típico de ella.

6. Medida y selección del valor de resistencia de un suelo típico de subrasante.

Sobre los suelos de subrasante que predominan en cada unidad, se adelantarán ensayos "in situ" o en laboratorio, que permitan conocer su resistencia en las condiciones de equilibrio que se espera presenten durante el período de servicio del pavimento. La cantidad de ensayos por realizar sobre cada suelo, debe ser tal que permita definir sus características de resistencia, con un apropiado grado de confiabilidad.

El número recomendable de pruebas oscila entre seis (6) y ocho (8) y sus resultados deben procesarse por medios estadísticos que permitan la selección de un valor correcto de resistencia de diseño para cada unidad o suelo predominante de cada una de ellas.

El criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, el 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera circule sobre el pavimento, como se muestra en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8
Limites para seleccion de resistencia

Número de ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para hallar la resistencia
$<10^4$	60
10^4 - 10^6	75
$>10^6$	87.5

Ejemplo:

El suelo típico de subrasante de una unidad de diseño es una arcilla sobre la cual se efectuaron 6 ensayos C.B.R. y los resultados fueron 3, 5, 7, 2, 4 y 5%. ¿Cuál es el C.B.R. de diseño para la unidad, si el estudio de tránsito indica que

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

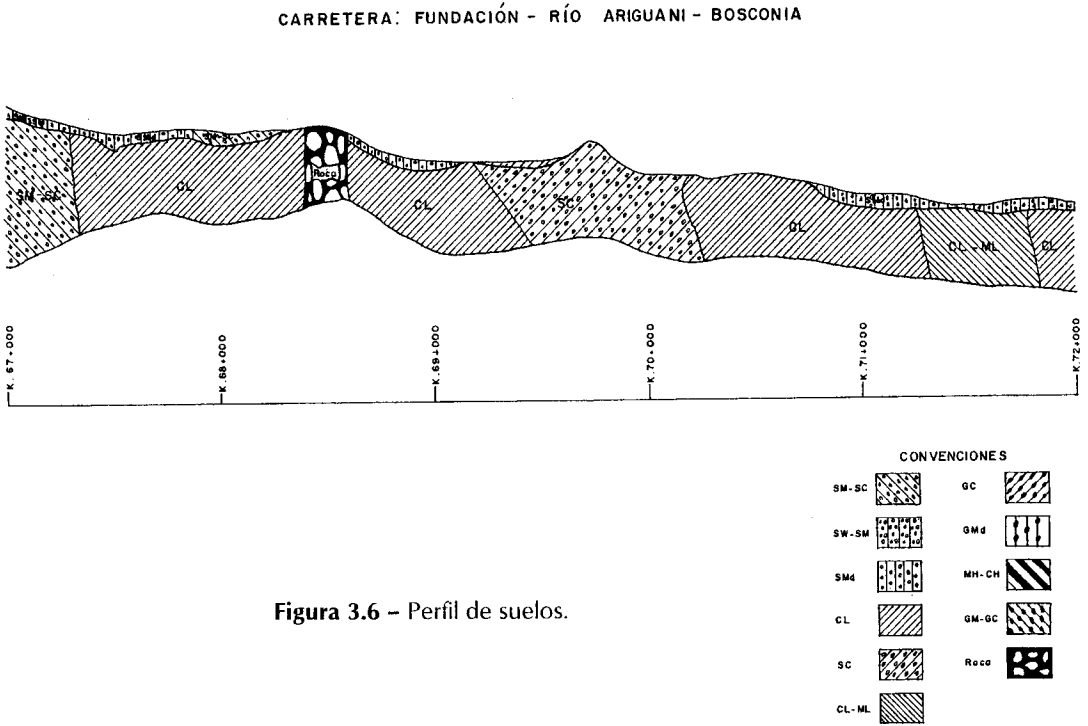


Figura 3.6 – Perfil de suelos.

se esperan 0.8 $\times 10^5$ ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas durante el período de diseño?

Solución:

1. Se ordenan los valores de resistencia de menor a mayor y se determina el número y el porcentaje de valores iguales o mayores de cada uno.

C.B.R.	Número de valores iguales o mayores	% de Valores iguales o mayores
2	6	6/6x100 = 100
3	5	5/6x100 = 83.3
4	4	4/6x100 = 66.7
5	3	3/6x100 = 50
7	1	1/6x100 = 16.7

2. Se dibuja un gráfico que relacione los valores de C.B.R. con los porcentajes anteriormente calculados (Figura 3.7) y en la curva resultante se determina el C.B.R. para el percentil elegido que para este caso, según la Tabla 3.8 debe ser 75%, al cual le corresponde, un CBR de 3.5%.

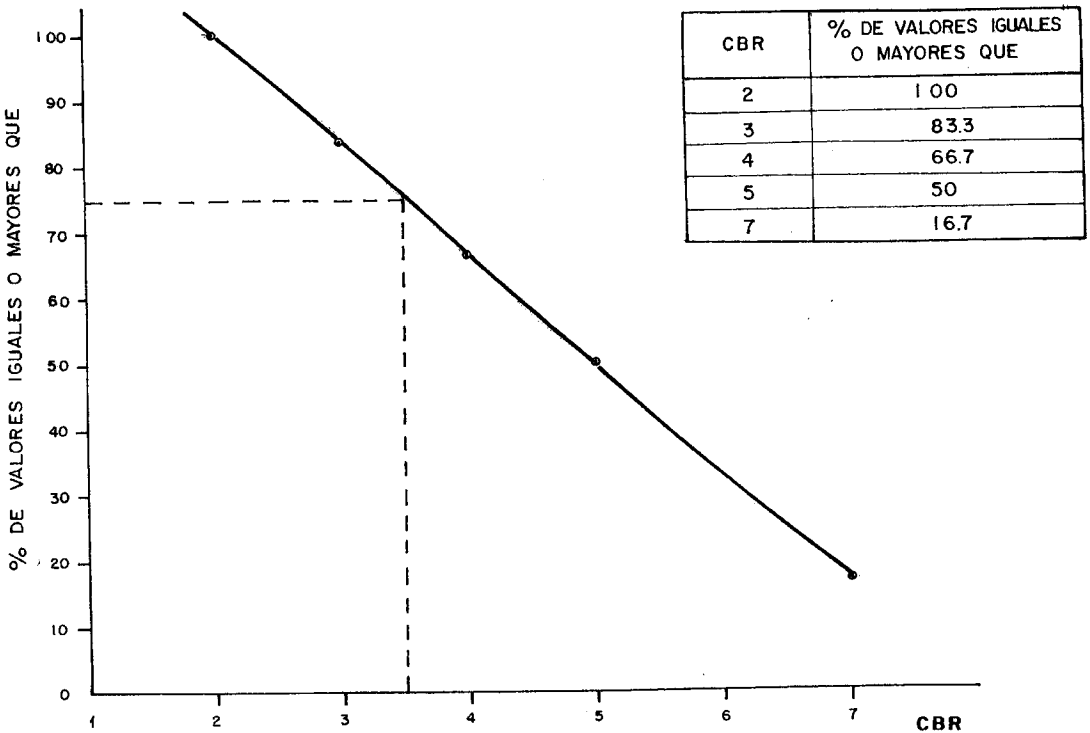
Ejercicios:

3.1 Dados los datos de clasificación de un suelo, de color café amarillento oscuro, con mucha grava, clasificar el suelo por el sistema AASHTO.

Tamiz	% pasa
No. 4	40
No. 10	30
No. 40	22
No. 100	20
No. 200	15

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713



CBR	% DE VALORES IGUALES O MAYORES QUE
2	100
3	83.3
4	66.7
5	50
7	16.7

Figura 3.7 – Selección del CBR de diseño para la unidad típica.

LI = 35%

LP = 22%

Rta: A-2-6-(0)

3.2 Clasificar por el sistema unificado de clasificación de suelos, el siguiente suelo:

- Porcentaje que pasa por el tamiz No. 200 = 8%.
- Porcentaje que pasa por el tamiz No. 4 = 60% de la fracción gruesa.
- Coeficiente de curvatura (C_c) = 5.
- Límite líquido de la fracción fina = 60%.
- Límite plástico de la fracción fina = 40%.

Rta: SP-SM

3.3 Una muestra de suelo se compacta según el ensayo proctor estándar o normal, hasta un 100% de densificación, nivel para el cual presenta un peso volumétrico de 2100 Kg/m^3 y una humedad óptima de 14% se desea saber:

a) ¿Cuál es el peso volumétrico del suelo seco?

b) ¿Cuál es el peso volumétrico cuando el aire en los huecos de la muestra de suelo es cero?

c) Si los huecos se llenan de agua, ¿Cuál sería el peso volumétrico del suelo saturado?

Asúmase que la materia sólida tiene un peso específico de 2.67

Rta: a) γd = 1842 Kg/m^3
b) γd = 1939 Kg/m^3
c) γd sat = 2152 Kg/m^3

3.4 En un tramo de carretera de tránsito pesado (N es mayor 10^6 ejes equivalentes de 8,2 toneladas) el suelo típico de subrasante de una unidad de diseño es un limo arcilloso sobre el cual se efectuaron ocho (8) ensayos de C.B.R. cuyos resultados fueron de 7, 9, 11, 6, 8, 8, 10 y 11. Determinar el C.B.R. de diseño para la unidad.

Rta: 7%.

WWW.LITECSA.C

Referencias Bibliográficas

1. JUÁREZ BADILLO, E. y RICO, A. Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Capítulos III, V y VII, Edición de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, 1969 (3a. Edición).

2. LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V. Mecánica de Suelos (Traducción J.A. Jiménez Salas y J.M. Rodriguez), Capítulo 3. Limusa - Wiley, S.A. México 1979.

3. B. PEEK, Ralph E., HANSON, Walter y H. THORNBURN Thomas. Ingeniería de Cimentaciones, Capítulo 1. Limusa, México 1982.

4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de Suelos y cimentaciones, Capítulos 5 y 6.

5. E. BOWLES, Joseph. Propiedades Geofísicas de los Suelos, Capítulo 2, Mc Graw-Hill, Colombia, 1982.

COM.EC 2587713

CAPÍTULO 4

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Con frecuencia, el ingeniero debe enfrentarse con suelos que tiene que utilizar para una obra determinada y cuyas características le obligan a tomar alguna de las siguientes posibles decisiones:

- Aceptar el material tal como se encuentra, pero teniendo en cuenta en el diseño las restricciones impuestas por su calidad.
- Eliminar el material insatisfactorio o abstenerse de usarlo, sustituyéndolo por otro de características adecuadas.
- Modificar las propiedades del material existente para hacerlo capaz de cumplir en mejor forma los requisitos deseados o, cuando menos, que la calidad obtenida sea adecuada.

La última posibilidad es la que da origen a la estabilización de suelos, que es el tema al cual se refiere este capítulo.

Las propiedades de un suelo se pueden alterar por cualquiera de los siguientes procedimientos:

- Estabilización por medios mecánicos, de los que la compactación es el más conocido, pero entre los que las mezclas de suelos se utilizan también muy frecuentemente.

COM.EC 2587713

- Estabilización por drenaje.
- Estabilización por medios eléctricos, de los que la electrósmosis y la utilización de pilotes electrometálicos son probablemente los mejor conocidos.
- Estabilización por empleo de calor y calcinación.
- Estabilización por medios químicos, generalmente lograda por la adición de agentes estabilizantes específicos, como el cemento, la cal, el asfalto u otros.

Teniendo en cuenta la variabilidad de los suelos y la composición de los mismos, es de esperarse que cada método resulte sólo aplicable a un número limitado de ellos.

Las propiedades de los suelos que deben ser tenidas en cuenta por el ingeniero, son las siguientes:

- Estabilidad volumétrica
- Resistencia
- Permeabilidad
- Compresibilidad
- Durabilidad

4.1.1 Estabilidad volumétrica

La expansión y contracción de muchos suelos, originadas por los cambios de humedad, se pueden presentar en forma rápida o acompañando a las variaciones estacionales o con la actividad del ingeniero. Por tanto, si las expansiones que se desarrollan debido a un incremento de humedad no se controlan en alguna forma, estas presiones pueden ocasionar graves deformaciones y rupturas en el pavimento y, en general, en cualquier obra. Es por ello que resulta necesario detectar los suelos expansivos, su composición y el tratamiento más adecuado.

Actualmente, las soluciones para evitar cambios volumétricos en suelos expansivos consisten en introducir humedad al suelo en forma periódica, aplicar cargas que equilibren la presión de expansión, utilizar membranas impermeables y apoyar la estructura a profundidades tales, que no se registre variación estacional en la humedad. Otro medio podría consistir en modificar la arcilla expansiva transformándola en una masa rígida o granular cuyas

WWW.LITECSA.C

partículas estén lo suficientemente ligadas para resistir la presión expansiva interna de la arcilla, lo cual puede lograrse por medios químicos o térmicos. En estos casos, cuando la capa a estabilizar sea de poco espesor, deberá tenerse en cuenta que el suelo subyacente es aún susceptible de expandirse, pero tales movimientos podrían tolerarse, siempre y cuando la capa estabilizada se mueva en forma uniforme.

4.1.2 Resistencia

La resistencia de los suelos, con algunas excepciones, es en general más baja cuanto mayor sea su contenido de humedad.

Los suelos arcillosos al secarse, alcanzan grandes resistencias teniéndose inclusive la condición más alta de resistencia cuando se calientan a temperaturas muy elevadas como sucede en la fabricación de tabiques y ladrillos. Existen casos en donde la disminución de la humedad puede significar reducción en la resistencia, pues se han presentado casos de deslizamientos de tierra provocados por arcillas que se secaron y se agrietaron, provocando con ello que el comportamiento del material sea el de un suelo friccionante que puede tener menor resistencia que si se considera como cohesivo a humedades mayores. La acción abrasiva del tránsito, por ejemplo, puede hacer que un material cohesivo se pulverice y pierda su cohesión.

Por otro lado, dependiendo de la humedad y energía de compactación, se pueden lograr diferentes características de resistencia en un suelo arcilloso, ya que un suelo de éstos compactado del lado seco en la curva de compactación presenta, con la humedad de compactación, un comportamiento relativamente elástico y con una resistencia relativamente alta; mientras que este mismo suelo compactado con una alta humedad, no obstante que su peso volumétrico seco sea alto, presentaría resistencias bajas y comportamiento plástico o viscoso: este efecto se debe, en general, a que una alta humedad produce en una arcilla efectos de repulsión entre sus partículas, propiciando con ello que la cohesión sea menor que en el caso de emplear humedades de compactación bajas.

De otra parte, se ha visto que en suelos finos, tiene una importancia decisiva la forma de aplicación de la energía de compactación, sobre todo cuando se emplean humedades más altas que la óptima pues, por ejemplo, la energía aplicada por impactos puede ocasionar que un suelo compactado del lado húmedo presente resistencias del orden de hasta un cuarto de veces menor que la resistencia, que, a igualdad de circunstancias, presenta el mismo suelo compactado en forma estática. La explicación a lo anterior reside en la

COM.EC 2587713

diferente estructuración que adoptan las arcillas al ser compactadas mediante procedimientos de compactación diferentes.

Algunos de los principales procedimientos para incrementar el peso volumétrico de un suelo son:

- Compactación mediante amasado, vibración o impactos.
- Vibroflotación.
- Precarga.
- Drenaje.
- Adición de agentes que reduzcan la fricción y cohesión entre las partículas.

Resulta evidente que los procedimientos que sirvan para mantener a un suelo sin que se produzcan cambios volumétricos, son también adecuados para mantener la resistencia en el suelo, como lo es la adición de agentes que transformen a un suelo fino en una masa rígida o granular. Estos agentes pueden ser químicos o térmicos teniendo entre los primeros al cemento Portland y la cal como los más comunes.

El procedimiento de vibroflotación es especialmente aplicable en la compactación de arenas o suelos con alta permeabilidad y consiste en la inserción, en el suelo arenoso suelto, de un dispositivo vibratorio, capaz de aplicar un chiflón de agua simultáneamente con el vibrado, de tal manera que al encontrarse dicho dispositivo dentro del suelo inyectando agua y vibrando se produce la licuación de la arena lográndose con ello su compactación.

El incremento del peso volumétrico de un suelo arcilloso mediante precarga consiste en la colocación de una carga superficial sobre el suelo en cuestión, con el objeto de preconsolidarlo. Después de la precarga, el suelo tiene todas las características deseables de un terreno preconsolidado, si se compara con uno normalmente consolidado, es decir que es menos compresible y más resistente, aumentándose con ello la capacidad de carga y disminuyéndose los asentamientos. Es muy importante, sin embargo, tener presente que este método de estabilización puede requerir de períodos largos, dependiendo éstos de condiciones tales como las trayectorias de drenaje, permeabilidad del suelo, espesor de las capas, coeficientes de consolidación y grado de saturación.

El drenaje de un suelo hace que se reduzca la cantidad y/o presión en el agua intersticial, lo que suele permitir el aumento del peso volumétrico de un suelo y, de esta manera, mejorar su resistencia. Se suelen utilizar drenes de arena

WWW.LITECSA.C

verticales conjuntamente con la precarga, para provocar una rápida consolidación.

4.1.3 Permeabilidad

No es difícil modificar substancialmente la permeabilidad de formaciones de suelo por métodos tales como la compactación, la inyección, etc. En materiales arcillosos, el uso de defloculantes (por ejemplo, polifosfatos) puede reducir la permeabilidad también significativamente; el uso de floculantes (muchas veces hidróxido de cal o yeso) aumenta correspondientemente el valor de la permeabilidad.

En los suelos la permeabilidad se plantea, en términos generales, en dos problemas básicos, como lo son el relacionado con la disipación de las presiones de poro y el relacionado con el flujo del agua a través del suelo. El tener presiones de poro excesivas puede originar deslizamientos en explanaciones y el flujo de agua puede originar tubificaciones y arrastres.

Si se compacta un suelo arcilloso con humedades muy bajas o prácticamente en seco, se obtendrá finalmente una alta permeabilidad en el suelo debido a los grumos que no se disgregan, resistiendo al esfuerzo de compactación y permitiendo con ello que se forme una gran cantidad de vacíos intersticiales. Mientras más alta sea la humedad de compactación se producirán menores permeabilidades en el suelo compactado, ya que éste tiene mayores oportunidades de deformarse, eliminándose así grandes vacíos.

4.1.4 Compresibilidad

Los cambios en volumen o compresibilidad, tienen una importante influencia en las propiedades de los suelos, pues se modifica la permeabilidad, se alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se provocan desplazamientos.

En el caso de arcillas saturadas, si no se permite el drenaje y se aplican esfuerzos, éstos serán tomados por el agua. En el momento en que se permita el drenaje, los esfuerzos son transmitidos gradualmente al esqueleto o estructura del suelo; este proceso produce una compresión gradual de dicha estructura, fenómeno conocido como consolidación.

Ahora bien, la compresibilidad de un suelo puede presentar variaciones importantes, dependiendo de algunos factores tales como la relación de la carga aplicada respecto a la que el suelo soportaba anteriormente, tiempo

COM.EC 2587713

de aplicación de la carga una vez que se ha disipado la presión de poro en exceso de la hidrostática, naturaleza química del líquido intersticial, aunados estos factores a los originados por el muestreo, sensitividad del suelo y aún la forma de ejecutar las pruebas que se utilizan para estudiar la consolidación.

Es un tanto obvio que al remoldear un suelo se modifica su compresibilidad, por lo que esta característica se puede modificar mediante procedimientos de compactación. Se ha encontrado que la humedad de compactación tiene una gran importancia en la compresibilidad de suelos compactados, pues si se compactan dos especímenes al mismo peso volumétrico pero uno en la rama seca de la curva de peso volumétrico contra humedad y el otro en la rama húmeda, se tendrá que para presiones de consolidación bajas el especímen compactado del lado húmedo será más compresible debido a que su estructura se encuentra más dispersa, pero para grandes presiones se tienen colapsos y reorientaciones en la estructura del especímen que se encuentra en el lado seco, lo cual provoca que éste sea ahora más compresible. Bajo presiones muy altas, ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos ya que se llega a una orientación similar.

4.1.5 Durabilidad

Se involucran en este concepto aquellos factores que se refieren a la resistencia al intemperismo, a la erosión o a la abrasión del tráfico; de esta manera, los problemas de durabilidad en las vías terrestres suelen estar muy asociados a suelos situados relativamente cerca de la superficie de rodamiento. En rigor, estos problemas pueden afectar tanto a los suelos naturales como a los estabilizados, si bien en estos últimos los peores comportamientos suelen ser consecuencia de diseños inadecuados, tales como una mala elección del agente estabilizador o un serio error en su uso, tal como podría ser el caso cuando se ignora la bien conocida susceptibilidad de los suelos arcillosos estabilizados con cemento a la presencia de sulfatos.

Actualmente, una deficiencia importante en los estudios de las estabilizaciones es la carencia de pruebas adecuadas para estudiar la durabilidad. Las pruebas de intemperismo a veces no son adecuadas para el estudio de agregados para pavimentos por no reproducir en forma eficiente el ataque a que estarán sujetos. En las pruebas con aplicación de efectos cíclicos, no se tiene aún una correlación precisa entre el tránsito y las pruebas en que se somete a los especímenes a efectos de secado y humedecimiento que son más bien de orden cualitativo que cuantitativo. La durabilidad es, pues, uno de los aspectos más difíciles de cuantificar y la reacción común ha sido la de sobrediseñar, lo cual a veces puede no ser lo más adecuado.

WWW.LITECSA.C

4.2. SUELOS PROBLEMATICOS COMUNES EN COLOMBIA. RECOMENDACIONES GENERALES PARA SU IDENTIFICACIÓN Y MANEJO

Como se puede observar en el mapa de distribución de suelos, en Colombia existen diversidad de suelos con características físicas y mecánicas muy variables; dentro de esta gama, se han identificado algunos suelos de difícil manejo principalmente por sus características de deformabilidad, de baja resistencia, expansividad y sensitividad, lo cual ocasiona problemas serios tanto en el proceso constructivo como el comportamiento posterior de la estructura del pavimento.

Los suelos problemáticos más comunes detectados en Colombia son los suelos arcillosos blandos compresibles, los suelos orgánicos, los suelos volcánicos y los suelos expansivos.

Los suelos arcillosos blandos compresibles son aquellos depósitos comunes en zonas de alta precipitación, con deficiencias en el drenaje natural, que se caracterizan por sus altos contenidos de agua y bajas resistencias in situ, lo cual dificulta los procesos constructivos debido a que no garantizan el mínimo apoyo, ni para el equipo ni para las estructuras.

Los suelos orgánicos tipo turbas, están compuestos principalmente de tejidos vegetales en estados variables de descomposición; con una textura fibrosa o amorfa, usualmente de color café oscuro a negro, olor orgánico y elevadas relaciones de vacíos. Por su deficiente estructura, son altamente consolidables y, en general, su comportamiento mecánico es el más crítico dentro de este grupo de suelos problemáticos.

Los suelos volcánicos se encuentran en diversos sitios de la región andina; provienen de eyectos volcánicos y tienen algunas particularidades que los diferencian de otros suelos, como la susceptibilidad al remoldeo y altos contenidos de humedad.

Los suelos expansivos son aquellos suelos que muestran un cambio volumétrico importante cuando experimentan cambios de humedad, estos suelos generan problemas en estructuras como los pavimentos lo que amerita su precisa identificación y tratamiento.

Por lo anterior, es importante fijar algunos procedimientos estandarizados para identificarlos, evaluarlos y tratarlos en forma adecuada, con el fin de minimizar sus efectos perjudiciales en los pavimentos.

COM.EC 2587713

4.2.1 Suelos arcillosos blandos compresibles y suelos orgánicos

En Colombia, por las condiciones climáticas de zona tropical con elevadas humedades, altos porcentajes de saturación en el aire y niveles freáticos superficiales ocasionados por las características de drenaje natural, son frecuentes los depósitos de arcillas blandas altamente compresibles y de suelos orgánicos de deficientes características.

Si durante el proceso de exploración y muestreo, se detectan posibles depósitos de estos suelos, se recomienda definir con mayor exactitud la extensión del depósito y la compresibilidad del mismo. Para lograr el nivel de detalle requerido, se sugiere aumentar la frecuencia de los sondeos por lo menos al doble de la especificada para una exploración geotécnica normal para el diseño de pavimentos y muestrear con tubo Shelby para la evaluación precisa de la consistencia y compresibilidad del suelo, mediante los resultados de laboratorio utilizando ensayos como el de resistencia a la compresión simple, límites de consistencia del suelo, humedad natural y el cálculo del índice de liquidez.

Algunos valores que sirven para identificar este tipo de suelos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.1
Identificación de suelos blandos

Tipo de suelo	Resistencia compresión simple (Kg/cm^2)	Límite líquido (%)	Índice de liquidez (I L)
Muy Blando	< 0.25	> 100	> 1.0

El Indice de liquidez se define con la siguiente relación:

$IL = (Wn - Lp) / (Ll - Lp)$

Wn = Humedad natural

Ll = Límite líquido

Lp = Límite plástico

En el país, en pavimentos y en general en obras viales, se han utilizado diferentes procedimientos que han permitido superar los problemas ocasio-

WWW.LITECSA.C

nados por estos tipos de suelos. Entre las soluciones más generalizadas, se destacan:

- En vías de menor orden se han empleado las empalizadas simples y dobles con rellenos de material de la zona poco plástico que proporcione un perfil adecuado para la posterior colocación de la capa de afirmado.
- El uso de geotextil no tejido de alta resistencia a la tensión con 70 a 80 cms de relleno de material granular con finos poco plásticos.
- En suelos orgánicos sedimentarios se ha utilizado una solución combinada de empalizada y geotextil con su respectivo relleno.

Las soluciones anteriores van acompañadas con la construcción de obras de drenaje y subdrenaje.

De acuerdo con las experiencias obtenidas en el país y la disponibilidad de métodos analíticos para la solución de estos problemas, lo más aconsejable es el manejo de geotextiles no tejidos con altas resistencias a la tensión y un relleno cuyo espesor puede determinarse con ayuda de teorías disponibles en la literatura.

También, dependiendo de la disponibilidad, se puede considerar la factibilidad de usar rellenos construídos con escorias de fondo o con cenizas volantes o con mezclas de estos residuos con material granular. Los residuos mencionados, por su bajo peso unitario y considerable resistencia al corte, resultan adecuados para la construcción de rellenos sobre suelos blandos compresibles. Esta alternativa puede ser, en muchos casos, una solución económica que además contribuye a minimizar el impacto ambiental causado por la forma como ellos se disponen al medio ambiente y porque de esta manera también se disminuye la explotación masiva de canteras.

4.2.2 Suelos volcánicos

Existen en la región andina colombiana algunos suelos que presentan problemas en el proceso de explanación y compactación debido a sus características de humedad, de susceptibilidad al remoldeo y de cambio en sus propiedades durante el secado. Estos suelos son formados por la meteorización en el sitio de eyectos volcánicos del cuaternario reciente y poseen algunas propiedades peculiares, las cuales los diferencian de los suelos cohesivos de origen sedimentario; entre ellas sobresalen los muy altos contenidos de humedad natural y las variaciones difícilmente explicables durante el lapso entre el muestreo y el ensayo. También poseen bajos pesos unitarios, elevadas relaciones de vacíos y humedades superiores al límite líquido, las cuales

COM.EC 2587713

retienen en épocas de verano y en zonas por encima del nivel freático manteniéndose con altos grados de saturación.

A pesar de las altas humedades y demás características mencionadas, su comportamiento mecánico es superior al esperado en otro suelo de condiciones de humedad y relación de vacíos similares, sus resistencias al corte drenadas y sin drenar y sus valores de CBR son de buena magnitud.

En consecuencia, en proyectos viales se puede cometer errores en la clasificación de estos suelos, si no se toman los cuidados necesarios para determinar los parámetros reales en el laboratorio y se podría llegar a diseños equivocados y por demás conservadores si se usan correlaciones entre los valores índices y el CBR o entre los índices y el módulo resiliente.

Para este tipo de suelos se recomienda evitar el presecado cuando se vayan a determinar los límites de consistencia para su clasificación.

También, con el fin de complementar su identificación y evaluar su sensitividad, se recomienda la determinación del Indice de Agregación, parámetro que se obtiene mediante la siguiente expresión:

Ia = Índice de Agregación

Ia = E.A. seco al horno/ E. A. con humedad natural

E.A. = Equivalente de arena

Un índice de agregación es mayor de 2.0 indica un suelo moderado al cambio y un valor mayor 12.0 indica un suelo altamente variable.

Otro parámetro que ayuda a identificar suelos sensibles al remoldeo, como es el caso de los suelos volcánicos, es la SENSITIVIDAD (St) definida como:

St = qu (sin perturbar) / qu (remoldeado)

qu = Resistencia a la compresión simple

La resistencia remoldeada se obtiene remoldeando la muestra usada para obtener la resistencia sin perturbar, de tal forma que su densidad y contenido de agua sean prácticamente los mismos.

Se consideran suelos sensitivos aquellos que tienen un valor de sensitividad superior a 4.0.

Para lograr el mejor desempeño de estos suelos se recomienda evitar el remoldeo y evaluar las condiciones originales del material in situ, con el fin de usarlas posteriormente como parámetros de diseño de la fundación.

WWW.LITECSA.C

En el caso de tener que construir capas con estos suelos, se recomienda el presecado del material en obra lo cual disminuye como ya se ha mencionado el índice de plasticidad del suelo lográndose de esta manera un incremento en el peso unitario seco y en general un mejor comportamiento mecánico.

4.2.3 Suelos expansivos

4.2.3.1 Generalidades

En términos generales, se denomina suelos expansivos aquellos que muestran un cambio volumétrico significativo bajo la presencia de agua.

Durante procesos constructivos relacionados con vías terrestres, es factible encontrar algunos materiales rocosos expansivos como son las arcillolitas y suelos arcillosos o suelos residuales que se han formado de rocas existentes o sedimentos. Estos suelos arcillosos poseen características expansivas debido a las características de la roca que los origina (generalmente arcillolitas) y/o proceso de meteorización bajo el cual se han formado.

El grado de expansión de estos suelos depende de la cantidad de minerales arcillosos activos presentes en el material. Estos minerales arcillosos activos que influyen más en los cambios volumétricos se caracterizan por tener partículas de tamaños muy pequeños, grandes superficies específicas y cargas eléctricas desbalanceadas en la superficie.

El mineral arcilloso más activo es la montmorillonita y bajo ciertas condiciones la clorita y la vermiculita. Las caolinitas y las illitas no son consideradas activas; sin embargo, pueden contribuir a las propiedades expansivas de los suelos, si se encuentran en apreciable cantidad.

En Colombia son comunes los suelos expansivos en zonas semiáridas y en abundancia se han encontrado en Cali, en el norte del Valle, en Barranquilla, en el Huila y en el sur del Cauca, entre otros.

Además de las propiedades químicas y mineralógicas de estos materiales, hay algunas propiedades físicas que influyen o contribuyen a los cambios volumétricos y tienen aplicación a los materiales tanto en el sitio como en el laboratorio; entre ellas se pueden mencionar:

1. El tamaño de las partículas, su superficie específica y su estructura como ya se han mencionado.

COM.EC 2587713

2. La densidad seca: Entre mayor sea la densidad seca para un contenido de humedad constante mayor es la presión de expansión que puede ejercer el suelo, debido a la concentración de materiales arcillosos por unidad de volumen y a la mayor interacción entre partículas.

3. Las propiedades del agua de los poros: Fluidos con altas concentraciones de cationes, como las sales disueltas, tienden a minimizar los cambios volumétricos; sin embargo, el agua con poca concentración de iones hace más susceptible el suelo a los cambios volumétricos.

4. El confinamiento: Los suelos con sobrecargas o cargas externas tienden a reducir la magnitud del cambio volumétrico; por esta razón, cuando los suelos expansivos están debajo de otro no expansivo se reducen las posibilidades de daños.

5. El tiempo para que aparezca el primer cambio volumétrico y la forma como estos cambios continúan, depende de la permeabilidad del suelo. La expansión se inicia cuando hay contacto con el agua y continúa hasta cuando el suelo alcanza su condición de equilibrio.

6. La concentración del material y la cantidad de discontinuidades, grietas y fisuras influyen en el cambio volumétrico de un material. Los materiales cementados como las arcillolitas poseen menos propiedades expansivas que aquellos materiales no cementados.

7. El espesor del manto del suelo expansivo: Entre mayor es su espesor, mayor es el cambio potencial de volumen del suelo.

8. La profundidad en el contenido de humedad: Generalmente, esta profundidad es mayor en los climas más cálidos y más secos.

9. La capa vegetal: En zonas donde antes de construir las vías existía vegetación como árboles, arbustos y diversidad de pastos, la humedad era usada por éstos y al removerse la capa vegetal la humedad se acumula debajo de la estructura del pavimento propiciando los cambios volumétricos. En las ciudades, la vegetación con un sistema de raíces grande localizada en la proximidad del pavimento produce cambios de humedad que inducen cambios diferenciales de volumen.

10. Las características de drenaje superficial: Un drenaje superficial pobre permite la acumulación de humedad que se convierte en un suministro de agua permanente para subrasantes expansivas. Este problema puede evitarse si las cunetas se separan lo más que se pueda de la vía y asegurándose de que el gradiente sea el apropiado para que el agua superficial pueda escurrir fácilmente. También es importante conocer la

WWW.LITECSA.C

posible ascensión capilar del agua, ya que si se construyen estructuras de pavimentos dentro de esta zona de ascensión, la subrasante expansiva tendrá suministro permanente de agua.

11. Las fuentes de agua: Entre las fuentes de agua que pueden causar cambios volumétricos se mencionan: La infiltración de aguas lluvias a través de materiales porosos, grietas, taludes de los bordes, la migración de humedad proveniente del nivel freático, las variaciones de humedad causadas por el hombre como las actividades de irrigación y otras como la falta de un sistema adecuado de alcantarillado.

4.2.3.2 Identificación de suelos expansivos

Con el fin de identificar las subrasantes expansivas, es importante realizar un trabajo de exploración de campo a lo largo de la ruta, el cual incluye toma de muestras para pruebas de laboratorio. La identificación de suelos expansivos indicará cuál de los suelos es el que posee el mayor cambio potencial de volumen. De este estrato se deben obtener más muestras, con el fin de conocer o predecir el futuro comportamiento del suelo en el sitio.

La cantidad y la variación de los cambios volumétricos de la fundación es bastante compleja de determinar; sin embargo, para estimar en forma adecuada el comportamiento en el sitio, se han desarrollado numerosos procedimientos basados en aspectos tecnológicos importantes que se pueden considerar como el estado del arte actual en este campo.

Los procedimientos de identificación se refieren generalmente al potencial máximo de hinchamiento, basado en el conocimiento de la estructura del suelo y de sus condiciones de carga; generalmente para este fin se utilizan ensayos de consolidación unidimensional.

La información obtenida de la exploración y muestreo de campo, combinada con la experiencia y criterio ingenieriles, son importantes para el diseño de estructuras de pavimentos en áreas de suelos expansivos.

4.2.3.3 Muestreo en suelos expansivos

Los suelos expansivos tienen consistencias que varían de media a muy alta y es obvio que se pueden usar muchas técnicas de muestreo para obtener muestras alteradas e inalteradas.

Para pruebas que no requieren muestras inalteradas como gravedad específica, límites de consistencia y granulometrías, entre otras, el muestreo puede realizarse durante la realización de los sondeos preliminares.

COM.EC 2587713

Si se requiere mayor cantidad de muestra para pruebas de compactación, diseño de estabilizaciones y otras, es necesario realizar apiques o perforaciones mayores.

Para obtener muestras inalteradas en suelos expansivos se pueden usar diferentes tipos de muestradores de pared delgada, sin uniones y preferiblemente de acero inoxidable con diámetro variable entre 2.0 y 5.0 pulgadas. Estos tubos de pared delgada pueden hincarse a presión, a golpes y por sistemas de rotación. Los muestradores rotatorios varían de acuerdo al tipo de suelo que se esté investigando.

4.2.3.4 Técnicas de ensayo para identificación de suelos expansivos

Una vez realizado el muestreo se pueden utilizar diferentes métodos de ensayo a saber:

- Métodos indirectos: Son indicadores de los cambios potenciales de volumen de un suelo. Se apoyan en las propiedades fisicoquímicas, físicas e índices y en los sistemas de clasificación de suelos comúnmente usados.

- Métodos directos: Involucran medidas directas de cambios volumétricos en aparatos de tipo odeometro o consolidómetro. Estas pruebas pueden medir hinchamiento o presión de hinchamiento, de acuerdo con las necesidades que se tengan en obra.

- Métodos combinados: Esta técnica combina los métodos directos y los indirectos mediante correlaciones con el fin de definir la probable gravedad del problema.

Métodos indirectos

Existe una gran variedad de técnicas para identificar suelos expansivos en forma indirecta y sobre ellas también se encuentra literatura disponible, desafortunadamente en Colombia no se cuenta con experiencia suficiente en el manejo de algunas pruebas.

El primer paso para identificación de suelos expansivos es la observación visual del sitio, la apariencia de los suelos expansivos después de las desecaciones es distinta de otro tipo de suelos, las grietas de contracción de forma poligonal indican la posible presencia de minerales arcillosos expansivos. Entre más pequeños sean los polígonos mayor es la cantidad de arcilla presente. En algunos casos, cuando los suelos contienen mucha montmorillonita sódica,

WWW.LITECSA.C

la desecación produce una apariencia similar a la de las palomitas de maíz, textura común en los campos de bentonita.

La identificación mediante algunas pruebas de laboratorio es la más exacta que se puede realizar. La técnica más importante es la de identificación de la cantidad de minerales arcillosos expandibles presentes en una muestra de suelo, mediante la difracción con rayos X (XRD), este es un método rápido y requiere poca cantidad de muestra.

Existen otros métodos para determinar la composición del suelo entre los cuales se pueden mencionar: El método de análisis térmico diferencial, el de radiación infrarroja, el de dispersión dieléctrica y el de adsorción de diferentes tinturas.

La técnica más utilizada para la mayoría de los laboratorios para identificar suelos expansivos es la determinación de sus propiedades índices.

La experiencia ha demostrado que los cambios volumétricos se correlacionan razonablemente con el límite de contracción; sin embargo, su aplicación generalizada es de alguna forma controlada por la variación que hay de un área a otra en relación con el cambio volumétrico del suelo. Lo anterior significa que en algunas áreas los cambios volumétricos del suelo son insignificantes para un intervalo de valores de propiedades índices, mientras que esos mismos valores son indicadores de problemas serios en otras áreas. Esto plantea la necesidad de definir bien los intervalos de valores para áreas de comportamiento similar y de complementar estos métodos con los otros que se describen a continuación.

Métodos directos

Estos métodos son los que miden en forma cuantitativa las características de cambios volumétricos de los suelos expansivos. Estas características son el hinchamiento y la presión de hinchamiento. Las cargas aplicadas y la rigidez de la estructura determinan en forma general, cuál de las características (deformación o esfuerzo) controla el diseño de una estructura específica. La medición de estas características se efectúa mediante el uso de procedimientos de ensayo del tipo consolidómetro. Si la deformación (hinchamiento) es la característica requerida, la muestra se carga con una sobrecarga determinada según experiencia o condiciones de esfuerzos en el sitio, luego se inunda y se deja expandir hasta su condición de equilibrio. La relación entre la deformación medida y la altura inicial de la muestra es definida como porcentaje de expansión. Si se requieren conocer las características de esfuerzo (presión expansión) la muestra se carga con una carga de fijación o sobrecarga predeterminada, luego se inunda y se aplica carga para mantener

COM.EC 2587713

el volumen constante. Esta carga define la presión de expansión. Otro procedimiento alterno que se ha utilizado para definir la presión de expansión es permitir que el suelo se expanda y luego aplicar una carga para volver la muestra a su altura original. Bajo estos procedimientos básicos se han desarrollado y estandarizado métodos de laboratorio que buscan medir hinchamientos y presión de expansión de muestras de suelo alteradas e inalteradas.

Métodos combinados

Estos métodos involucran la correalación de los métodos indirectos y directos para originar una mejor clasificación de acuerdo a la severidad de los cambios volumétricos.

La correlación que se utiliza más comúnmente es la de los límites de Atterbeg (límite líquido, índice de plasticidad y límite de contracción), contenido de partículas coloidales, actividad y % de cambio volumétrico y presión de expansión utilizando el consolidómetro bajo diferentes condiciones de carga.

Esta técnica por lo general da origen a una categorización de acuerdo a la relativa severidad de los cambios volumétricos. No obstante, en algunos casos se han obtenido ecuaciones de predicción basadas en comparaciones estadísticas de las propiedades medidas.

Entre los métodos combinados, la literatura menciona una serie importante de ellos, pero los más comunes y de aplicación en nuestro medio son los siguientes:

- **El Método del Bureau of Reclamation (Holtz y Gibbs):** Este método correlaciona el contenido de partículas menores de 1 micra, con el índice de plasticidad y el límite de contracción. El porcentaje de cambio volumétrico se determina usando el consolidómetro, sobrecargando la muestra con una presión de 0.07 kg/cm^2 y llevándola de un estado seco al aire a saturación. Las correlaciones obtenidas son las siguientes:

Tabla 4.2
Método de (Holtz y Gibbs)

% Partículas <1u	Ip	Lc %	Expansión probable	Grado de expansión
<15	<18	>15	<10	Bajo
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
20-31	25-41	7-12	20-30	Alto
>28	>35	<11	>30	Muy alto

WWW.LITECSA.C

El porcentaje de partículas coloidales se mide mediante una prueba de hidrómetro lo que ha originado algunas críticas por no ser ésta prueba un ensayo de rutina en todos los laboratorios.

- **Método Altmeyer:** Este método sugiere correlaciones entre el porcentaje de hinchamiento, el límite de contracción y la contracción lineal. El porcentaje de hinchamiento se mide en el consolidómetro con muestras compactadas al 90% de la densidad máxima obtenida en ensayo proctor estándar y con una sobrecarga de 0.33 kg/cm^2. Los resultados de estas correlaciones son los siguientes.

Tabla 4.3
Método de Altmeyer

Contracción lineal %	Límite de Contracción %	Expansión probable %	Grado de Expansión
<5	>12	<5	No crítica
5-8	10-12	0.5 -1.5	Marginal
>8	<10	>12	Crítica

La mayor crítica que se ha hecho a este método es el hecho de efectuar la prueba sobre muestras remoldeadas.

- **Método Seed, Woodward and Lundgren.** Este método establece correlaciones entre el potencial de hinchamiento de un suelo, el tamaño de las partículas arcillosas y la actividad del suelo. El potencial de hinchamiento se determina en el consolidómetro con muestras remoldeadas, compactas con humedad y densidad iguales a la humedad óptima y densidad máxima del proctor estándar.

Tabla 4.4
Método Seed, Woodward and Lundgren

Potencial de Hinchamiento %	Grado de Expansión
0 -1.5	Bajo
1.5 -5	Medio
5 -25	Alto
>25	Muy alto

COM.EC 2587713

La mayor crítica que se ha hecho a este método es que las correlaciones obtenidas se basan en pruebas realizadas sobre muestras de minerales arcillosos comerciales, los cuales no representan el comportamiento del suelo en el campo, debido a la composición tan variable de la mayoría de los suelos.

- Cambio potencial de volumen de un suelo. Este ensayo es conocido como el P.V.C. (Potencial Volumen Change) definido por Lambe, el cual mide la presión de expansión que es capaz de generar un suelo al absorber agua y se restringe su cambio volumétrico bajo una presión vertical de 1 Ton/m^2. El ensayo se realiza en un aparato estándar denominado Expansómetro de Lambe y bajo ciertas especificaciones relacionadas con la preparación de la muestra, contenidos de aguas iniciales, etc. El suelo se inunda con agua y se hacen lecturas de presión a los 5, 10, 15, 30, 45, 60 y 120 minutos; estos datos se grafican y se obtiene una curva asintótica, en la cual se determina la presión máxima de expansión. Esta presión está relacionada con el cambio potencial de volumen del suelo y dependiendo de su valor el suelo se puede clasificar como suelo con cambio potencial de volumen: Nulo, Marginal, Crítico y Muy Crítico, valiéndose de un gráfico preestablecido propio de cada equipo.

Tabla 4.5
Método de Lambe

Valor de P.V.C.	Categoría
Menor de 2	No crítica
2 - 4	Marginal
4 - 6	Crítica
Mayor de 6	Muy crítica

- **Método de Vijayvergiya y Ghazzaly.** El método define el índice de expansión de suelos como la relación entre la humedad natural del suelo y el límite líquido y lo correlaciona con el hinchamiento medido en el consolidómetro, bajo una sobrecarga de 0.1 Kg/cm^2 y la presión de expansión.

WWW.LITECSA.C

Tabla 4.6 Método de Vijayvergiya y Ghazzaly		
Humedad Natural Límite líquido	**Probable Presión de Expansión (kg/cm²)**	**Expansión probable**
<0.5	<0.33	<1.0
0.37 - 0.5	0.33 - 1.38	1 - 4
0.25 - 0.37	1.38 - 3.3	4 - 10
<0.25	>3.3	>10

Este método es muy simple, pero hay poca experiencia en su aplicaciòn.

- **El método de Nayak y Christensen.** Este método ha desarrollado dos relaciones estadísticas una para medir hinchamiento y otra presión de expansión en función del índice de plasticidad del % de partículas de arcillas y el contenido de humedad inicial. Estas ecuaciones son las siguientes:

$$Sp = (2.29 \times 10^{-2})\,(Ip)^{1.45} \times \frac{C}{Wi} + 6.38$$

Sp = % de hinchamiento posible

Ip = Índice de plasticidad

C = Contenido de arcilla en %

$$P_p = (3.5817 \times 10^{-2})\,(Ip)^{1.12} \times \frac{C^2}{Wi^2} + 3.7912$$

Pp = Presión de expansión posible.

Las correlaciones de estas ecuaciones con los resultados de pruebas en el consolidómetro han sido muy buenas, pero la experiencia con suelos diferentes a los usados para desarrollarlos es muy limitada. Se recomienda siempre chequear su validez con otros suelos.

- **Método de Komormk y David.** Este método es otra comparación estadística de resultados medidos que han permitido predecir la presión de hinchamiento con base en la determinación del límite líquido (LI), de la densidad seca (γd) y del contenido de humedad natural (Wi).

La ecuación encontrada es la siguiente:

COM.EC 2587713

$$\text{Log } P = -2.132 + 0.0208\,(LI) + 0.000665\,(\gamma d)\,0.269\,(Wi)$$

La densidad seca (γd) y la presión de expansión (P) están en Kg/cm^2.

El uso de métodos descritos anteriormente ha dado en ciertas zonas resultados razonablemente buenos, sin embargo, su aplicación para un suelo determinado debe usarse con precaución y preferiblemente comprobarse con la ejecución de algunos ensayos la calibración del método.

4.2.4. Métodos para minimizar los cambios volumétricos de la subrasante

En las prácticas recientes de diseño de pavimentos sobre arcillas expansivas en los Estados Unidos se han adoptado las siguientes alternativas para minimizar los cambios volumétricos de la subrasante:

- Evitar las arcillas expansivas bien sea por cambios en el alineamiento, sea cortando y reemplazando el material.
- Reducir las características expansivas de los suelos.
- Confinar las arcillas expansivas bajo rellenos.
- Minimizar los cambios de humedad en las arcillas luego de la pavimentación.

4.2.4.1 Reemplazo del material expansivo

En el caso de utilizar el método de reemplazar suelos expansivos por suelos no expansivos la Federal Highway Administration revisó la experiencia de varios estados en los Estados Unidos y encontró que esta técnica no es una panacea, al menos que todo o un suficiente espesor del manto expansivo pueda ser removido de tal forma que el hinchamiento sea mínimo o tolerable: Desafortunadamente este, rara vez es el caso.

En el caso de optar por esta alternativa, el reemplazo se debe hacer con materiales impermeables para evitar el acceso de humedad al suelo expansivo que no ha sido removido.

4.2.4.2 Aplicación de sobrecargas

En relación con la técnica de aplicar sobrecargas mayores que las presiones de expansión, se considera que es un método que puede prevenir la expan-

WWW.LITECSA.C

sión; sin embargo, las cargas del pavimento son generalmente insuficientes para prevenir el problema y este método se ha generalizado más en el caso de estructuras grandes o aquellas que trasmiten cargas altas.

4.2.4.3 Minimizar los cambios de humedad

Teniendo en cuenta que el contenido de humedad es el principal factor que origina cambios de volúmenes en suelos expansivos, es obvio pensar que si el material se aísla de los cambios volumétricos, el cambio de volumen puede reducirse o minimizarse. Teniendo en cuenta lo anterior las membranas impermeables se han convertido en un promisorio método para minimizar los cambios de humedad, limitando el acceso de agua.

En el caso de regiones áridas donde la humedad proviene de agua de infiltración, las membranas asfálticas y los pavimentos de espesor pleno son bastante efectivos. Sin embargo, en los casos donde hay humedad capilar o niveles freáticos muy altos, el sellado extensivo de la subrasante expansiva mediante el uso de membranas no es efectivo. Los productos asfálticos parecen ser los materiales más ampliamente usados para membranas y para que éstas surtan buenos efectos, el sellado debe ser completo a través de las cunetas e incluyendo parte de taludes naturales.

En evaluaciones efectuadas en Estados Unidos en tramos en donde se utilizaron como barreras de humedad aditivos químicos tipo sellantes, los resultados obtenidos fueron variables de acuerdo al tipo y cantidad de aditivo utilizado, no pudiéndose obtener conclusiones generalizadas al respecto.

La minimización de los cambios en los contenidos de agua es, sin duda, un aspecto muy importante; por lo tanto, el drenaje debe manejarse adecuadamente. Si es pobre, las variaciones estacionales en la humedad de la subrasante serán inevitables y producirán expansiones. Sin embargo, si las zanjas y drenajes son muy profundos o cercanos a la estructura del pavimento ocurrirá estacionalmente el secado o parcial desecación de bermas. Kassif recomienda extender las bermas a un ancho igual a la profundidad de la zona y localizar el drenaje superficial del pavimento tan lejos como sea posible. Estudios recientes han demostrado por medio de la ecuación de difusión lineal, que los cambios estacionales de humedad penetran bajo el pavimento tanto como ¾ de espesor de la capa expansiva, lo cual ha sido confirmado por medidas de campo.

4.2.4.4 Prehumedecimiento del suelo expansivo

El prehumedecimiento del suelo ha sido otro procedimiento utilizado para que los suelos expansivos logren un cambio volumétrico antes de colocar la

COM.EC 2587713

estructura del pavimento. Dentro de estas técnicas, la más efectiva es la de inundar la subrasante y para que con ella se obtengan buenos resultados se requiere la presencia de un extenso sistema de grietas y fisuras en el suelo.

Las arcillas o rellenos relativamente impermeables no responden bien a esta técnica. El uso de perforaciones, drenes de arena y otros sistemas que faciliten la entrada de agua al suelo no han dado muy buenos resultados, debido a que con ellos se logra humedecer un espesor pequeño alrededor de las perforaciones, pero si además de ellos se usa la inundación, la combinación de estas técnicas puede ser algo benéfica en algunos casos.

Después de que el material ha sido inundado se recomienda estabilizar los primeros 15 o 20 cms. del suelo con cal, en un ancho que se extienda de cuneta a cuneta, para dar lugar a una plataforma de trabajo y a un material suficientemente impermeable a cambios de humedad y prevenir la desecación de las áreas inundadas.

4.2.4.5 Estabilización de suelos expansivos

Otra de las metodologías ampliamente utilizadas para prevenir cambios volumétricos en subrasantes expansivas es la estabilización de suelos y dentro de estas técnicas la que ha dado mejores resultados y ha sido utilizada con mayor frecuencia es la estabilización con cal. Además de las técnicas convencionales de mezclado en el sitio o mezclas en planta, otras técnicas como inyección de cal a través de perforaciones, inyección de lechadas de cal a presión y estabilizaciones con cal tipo Deep-plow se han utilizado con bastante éxito.

- *Estabilización con cal por método de perforaciones*: Esta técnica consiste básicamente en perforar huecos en la subrasante y llenarlos con una lechada de cal o una mezcla de cal y arena. Una vez se llenan los huecos, la cal emigra o se difunde en el estrato de suelo iniciándose las reacciones suelo-cal.

  La experiencia ha demostrado que las reacciones se producen en la periferia del hueco y en el fondo del mismo, pero se logra una reducción en el potencial expansivo debido al efecto de prehumedecimiento y a la liberación de esfuerzos alrededor de la perforación.

- *Lechadas de cal inyectadas a presión*: Con el objeto de lograr una mayor distribución de la cal en las subrasantes expansivas, se ha desarrollado la técnica de inyecciones a presión. La técnica consiste en inyectar las lechadas con cal a presiones del orden de 14.0 Kg/cm^2, dependiendo de

WWW.LITECSA.C

las condiciones del suelo la tubería de inyección se penetra en éste, aproximadamente, 30 cms y la lechada se prepara con 1 a 5 kgs de cal por galón de agua, la inyección se hace hasta que el suelo rechace la lechada.

La experiencia ha demostrado que con este sistema se logran buenos resultados si el suelo expansivo tiene un extenso sistema de fisuras y grietas a través del cual la lechada pueda ser inyectada eficientemente. El mayor beneficio de este tipo de tratamiento se obtiene también por el prehumedecimiento producido, la barrera de humedad formada por el suelo cal y a las limitadas cantidades del suelo que ha reaccionado produciéndose la estabilización.

- *Estabilización con cal por el Método Deep-plow*: La técnica consiste en remover un espesor aproximado de un pie antes de regar la cal, posteriormente se riega la cal necesaria para la estabilización, se mezcla la cal con el suelo con tres pasadas del plow hasta una profundidad de dos pies, se esparce agua sobre la mezcla seca en la vía, se hace un mezclado final con un ripper profundo, se efectúa una compactación inicial del espesor de dos pies del material estabilizado en una sola capa, utilizando un equipo de compactación pata de cabra o un rodillo pata de cabra vibratorio, la compactación final se efectúa utilizando 6 pasadas con un rodillo de 70 toneladas de peso.

  Esta técnica permite estabilizar con cal y compactar en forma adecuada espesores de 60 a 90 cms.

  Experiencias sobre la utilización de este método indican que se logran densidades superiores al 95% del AASHTO-99 y que la distribución de la cal es homogénea en los primeros 40 cms y menos en los restantes 20 cms.

  La compactación de los suelos a bajas o medianas densidades y con contenidos de agua superiores al óptimo pueden reducir las presiones de expansión y los cambios volumétricos de las arcillas compactadas. El equipo de compactación que produce una acción de amasado originando una estructura dispersa tal como los rodillos pata de cabra son apropiados.

4.2.5 Precauciones para estudios y diseños de pavimentos sobre suelos expansivos

Deben tomarse las siguientes precauciones:

- Determinar la profundidad de la capa de arcilla problemática a intervalos suficientemente cortos como para hacer un buen perfil estratigráfico. La

COM.EC 2587713

expansividad de la arcilla debe determinarse a lo largo de la longitud y la profundidad.

- Las propiedades índice pueden usarse para este propósito como una aproximación del potencial expansivo. La expansividad de unas pocas muestras seleccionadas puede chequearse mediante ensayos de PVC.

- Siempre que sea posible, deben adoptarse la construcción por etapas y permitir que la subrasante permanezca sin ningún tratamiento por un período mínimo de un año. Podría también colocarse una cobertura granular no solo para conservar la humedad, sino también para actuar como filtro. Kassif ha encontrado que un material triturado de 19 mm a 2 mm es el filtro más aconsejable sobre suelos cohesivos.

- Deben especificarse requisitos de compactación y humedad relativos al Proctor estándar en lugar del Modificado. A menor densidad y mayor humedad se reduce el potencial expansivo del suelo. La densidad baja no afecta apreciablemente la capacidad portante, por cuanto los valores de CBR con ambos esfuerzos compactivos son muy bajos. Los contenidos de agua por encima del óptimo no producen bajos CBR. Por lo tanto, no es ninguna ventaja especificar altas compactaciones.

- La cubierta mínima sobre un suelo expansivo debe ser de 1 mt. Por ejemplo, una subrasante no expansiva con CBR de 2 requiere una cobertura mínima de 60 cms. Pero si llega a ser expansiva se requieren 50 cm. Adicionales de material seleccionado.

- No deben colocarse materiales muy gruesos directamente sobre un suelo expansivo, sino más bien colocar una capa de arena para prevenir el bombeo de los finos hacia las capas estructurales. La arena deberá satisfacer los requisitos del material de filtro.

4.2.6 Técnicas comúnmente utilizadas en Colombia para tratar suelos expansivos

Con el fin de minimizar los cambios volumétricos producidos por la presencia de suelos expansivos en Colombia se han utilizado con mayor frecuencia las siguientes técnicas.

- El reemplazo por lo menos de 1.0 mt de suelo expansivo por un material seleccionado con las características exigidas para materiales de terraplén.

- Tratamientos con cal, mediante el procedimiento de mezclado in situ con ayuda de Pulvimixer, mejorando espesores alrededor de los 0.30 mts.

WWW.LITECSA.C

Estabilización Electroquímica de los Suelos de Subrasante utilizando algunos compuestos químicos tales como aceites sulfonados, ácidos fosfóricos, cloruros de sodio, etc., midiendo en todos los casos el efecto de estos productos mediante investigaciones de laboratorio, donde el criterio de selección son las pruebas que permiten evaluar la reducción de los cambios volumétricos del suelo por humedecimiento.

4.3 *ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL*

4.3.1 Generalidades sobre la estabilización de suelos

El propósito de estabilizar suelos es alterar sus propiedades físicas, incrementar su resistencia y su durabilidad con el fin de obtener un material de fundación satisfactorio. Los materiales más utilizados actualmente en el mundo con estos fines en la construcción de carreteras son: el cemento, la cal, el asfalto y la arena.

Ha existido cierta controversia especialmente entre las personas que prefieren estabilizar con cemento y aquellas que prefieren con cal, lo cierto es que la eficiencia en los procesos utilizando alguno de estos materiales depende de diversos factores.

Se recomienda que el cemento se utilice para estabilizar aquellos suelos que tengan índices de plasticidad menores de 15 y porcentajes pasantes del tamiz No. 200 no mayor del 25%. Suelos con estas características físicas pueden ser generalmente mezclados con la mayoría de equipos de construcción disponibles. También es muy práctico estabilizar con cemento algunas arcillas de mediana plasticidad después de que se han acondicionado con cal hidratada.

Es más práctico utilizar la cal cuando el índice de plasticidad del suelo es mayor de 15 y el porcentaje del tamiz No. 200 es mayor de 25. Sin embargo, la cal es poco efectiva en suelos altamente orgánicos o con pocas cantidades de arcilla capaz de reaccionar con la cal. Si el material a estabilizar tiene un índice de plasticidad menor a 15 y ensayos de resistencias de laboratorio han demostrado que los valores de resistencia al corte no cumplen con las especificaciones de diseño, se puede en este caso usar una combinación de cal y cemento. La cal debe agregarse primero con el fin de reducir la plasticidad del suelo y al final del mezclado adicionar el cemento. El proceso de mezcla y compactación usando estos dos materiales debe hacerse en un tiempo limitado de dos horas.

COM.EC 2587713

Los suelos arenosos se estabilizan en forma más efectiva con cemento y las arenas limpias trabajan muy bien cuando se utiliza como estabilizante el asfalto.

4.3.2 Objetivos de la estabilización con cal

El uso de la cal en la estabilización de suelos sigue el propósito general de esta clase de trabajos, es decir, mejorar las características naturales del suelo de modo que aumente su capacidad para resistir los efectos inducidos por el tránsito (esfuerzo de corte) y los cambios volumétricos en diferentes condiciones de clima.

La cal se adapta perfectamente en la mayoría de los casos para lograr positivos resultados, y su empleo suele ser conveniente por tratarse de un producto de costo moderado, de fácil manejo, así como de producción fácil y abundante.

La incorporación de cal mejora en muchos casos las características plásticas de los suelos, haciéndolos más friables y por sobre todo, aumentando considerablemente el valor soporte, acción que se ha demostrado continua en función del tiempo.

Así mismo la cal elimina la susceptibilidad al agua de los suelos cohesivos reduciendo la tendencia al hinchamiento de los mismos.

Tales hechos han inducido el empleo de la cal en las construcciones viales al extremo de constituir un material cuya aplicación va paulatinamente creciendo.

Uno de los campos donde la cal promete considerables beneficios es en la provisión de "superficies de trabajo" y sub-bases para caminos construidos sobre suelos arcillosos pesados. La lluvia y la acción del tránsito de obra actuando simultáneamente, pueden convertir un lugar en impasable, retardando considerablemente el trabajo. La arcilla húmeda puede ser eventualmente removida y reemplazada por material granular, pero a un costo elevado.

Un tratamiento con cal inmediatamente después de remover el suelo superficial puede resolver esta situación. La resistencia adicional conferida al suelo por la cal puede también aprovecharse para reducir el espesor de las bases superiores.

Así mismo, puede usarse cal en combinación con otros estabilizantes dando lugar a sistemas mixtos de estabilización. Por ejemplo, en la estabilización bituminosa, la cal influye en corregir las características plásticas de los suelos cohesivos con lo cual se mejora la acción posterior del betún. En otros casos

WWW.LITECSA.C

de mezclas de suelo betún la incorporación de cal facilita el secado o curado del suelo estabilizado.

La incorporación previa de cal puede ser ventajosa en el tratamiento de suelos plásticos (arcillas pesadas) con cemento. La cal reduce la plasticidad, facilita la posterior pulverización del suelo y por consiguiente el mezclado con el cemento portland, así como reduce las cantidades de este material. El costo de la incorporación de cal está compensada por las ventajas señaladas.

4.3.3 Materiales usados en la estabilización de suelo-cal

4.3.3.1 Suelos

En general casi todos los tipos de suelos son susceptibles de estabilizar con cal.

Tanto los suelos de granulometría fina (100% pasando Tamiz No. 10) como aquellos más gruesos con algún contenido de fino, pueden mejorar sus características con la incorporación de cal.

Suelos altamente granulares, con arcilla activa, cuyas variaciones volumétricas con el agua reducen la capacidad portante del mismo, han sido considerablemente mejorados mediante el tratamiento con cal.

En general, los resultados más espectaculares se han obtenido en las modificaciones de las características de la fracción arcillosa, traducida en las constantes físicas y capacidad portante, como veremos más adelante.

4.3.3.2 Cal

Sabemos que la cal es un producto obtenido de la descomposición de rocas calizas por el calor. Si éstas son puras y se calientan a temperaturas superiores a 900°C, se obtiene la siguiente reacción:

$$CO_3Ca + \text{calor} \rightarrow CaO + CO_2$$

Es decir, el carbonato de calcio se descompone en óxido de calcio y anhídrido carbónico, que se elimina con los productos gaseosos de la combustión.

COM.EC 2587713

4.3.3.3 Cal viva

El óxido de calcio, llamado cal viva, es un producto sólido, de color blanco, amorfo aparentemente, con un peso específico entre 3.18 y 3.40. Es inestable, por tener gran avidez de agua, con la cual reacciona de la siguiente manera:

$$CaO + H_2O = Ca(OH)_2 + \text{calor}$$

Produciéndose hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$ o cal apagada, con desprendimiento de calor. En este caso hay un proceso de pulverización con aumento considerable de volumen. La avidez por el agua es tan grande que absorbe vapor de agua de la atmósfera y de las sustancias orgánicas produciendo efectos cáusticos. Tal circunstancia hace peligroso el manejo de cal viva, por cuanto puede producir quemaduras a los obreros si no se adoptan las precauciones necesarias, sin embargo, esta característica la hace ventajosa para el manejo de suelos arcillosos con alta humedad.

El hidróxido de calcio es un cuerpo sólido, blanco, amorfo, pulverulento, soluble parcialmente en el agua, a la que comunica un color blanco (agua de cal o lechada) y en mayor proporción forma una pasta fluida, untuosa al tacto que se llama cal apagada en pasta.

La cal apagada en pasta, tiene la propiedad de endurecer lentamente en el aire, enlazando fuertemente los cuerpos sólidos debido a lo cual se emplea como aglomerante.

Este endurecimiento recibe el nombre de fraguado, y es debido primeramente a una desecación por evaporación del agua con la que forma la pasta y después a una carbonación por absorción del anhídrido carbónico del aire:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 = CO_3Ca + H_2O$$

Formándose carbonato cálcico y agua, reconstituyendo la caliza de que se partió.

Esta relación es muy lenta, verificándose en el aire seco, no así en el húmedo y menos dentro del agua, que la disuelve no sirviendo para obras hidráulicas.

4.3.3.4 Cal-Grasa

La cal que se produce alcalcinar piedras calizas con un contenido de arcilla inferior al 5% se llama cal grasa y al apagarse a una pasta fina blanca, untuosa,

WWW.LITECSA.C

que aumenta mucho su volumen permaneciendo indefinidamente blanda en sitios húmedos, fuera del contacto con el aire.

4.3.3.5 Cal Magra

Son las que se obtienen de piedras calizas que aún con menos del 5% de arcilla, contienen magnesio en proporción superior al 10% (dolomitas). Al añadirse agua forman una pasta gris, poco trabada y desprende más calor que las cales grasas.

Al secarse en el aire se reducen a polvo y en el agua se deslíen y disuelven.

4.3.3.6 Cales Hidráulicas

Proceden de calcinación de rocas calizas con más del 5% de arcilla. Dan un producto que reúne las propiedades de las cales grasas y además la de fraguar en sitios húmedos y debajo de agua.

La norma IRAM 1516, da la siguiente clasificación de los distintos tipos de cales comerciales.

Tabla 4.7
Clasificación de las cales IRAM 1516

Tipos	Clase	Presentación
Aérea	Cálcicas	Viva, en terrones Hidratada, en polvo Hidratada, en pasta
	Magnésicas	Viva en terrones Hidratada, en polvo Hidratada, en pasta
Hidráulica		Viva, en terrones Hidratada, en polvo

Se designa cal aérea a la que endurece al aire por proceso de desecación, cristalización y carbonatación, e hidráulica a aquella cuyos compuestos hidraulizantes aseguran un endurecimiento bajo el agua.

En la estabilización de suelos con cal, el material más empleado es la cual hidráulica, cuya representación en el comercio en forma de polvo, envasada

COM.EC 2587713

en bolsas de papel facilita la manipulación y transporte. Ello no descarta la posibilidad de hacerlo a granel.

El uso de cal viva, que como hemos dicho también puede emplearse, está limitado en razón de los riesgos que presenta su manipuleo.

En cuanto al empleo de piedra caliza en polvo, también intentado en algunos casos, ha demostrado que no es tan eficaz como la cal hidratada.

4.3.4 Influencia de la cal en las características de los suelos

La cal generalmente produce una disminución en la densidad de los suelos, modifica la plasticidad, y aumenta la capacidad soporte y resistencia al corte del material y reduce su hinchamiento.

La acción de la cal suele explicarse como efectuada por tres reacciones básicas:

La primera es la alteración de la película de agua que rodea los minerales de arcilla.

El segundo proceso es el de coagulación o floculación de las partículas del suelo, dado que la cantidad de cal ordinariamente empleada en las construcciones viales (del 4 al 10% en peso) resulta en una concentración del ión de calcio mayor que la realmente necesaria.

El tercer proceso a través del cual la cal afecta el suelo, es su reacción con los componentes del mismo para formar nuevos productos químicos. Los dos principales componentes que reaccionan con la cal son la alúmina y la silice. Esta reacción es prolongada en la acción del tiempo y se manifiesta en una mayor resistencia si las mezclas de suelo-cal son curadas durante determinados lapsos de tiempo. Este hecho es conocido como "acción puzolánica".

El grado al cual la cal reacciona con el suelo depende de ciertas variables tales como cantidad de cal, clase de suelo y período de tiempo del curado de la mezcla suelo-cal.

4.3.5 Influencia de la cal sobre las constantes físicas del suelo

4.3.5.1 Límite líquido-Límite plástico-Índice plástico

Una de las funciones más importantes de la cal es que modifica la plasticidad del suelo en forma bastante apreciable.

WWW.LITECSA.C

Para suelos con índices plásticos inferiores a 15, la cal incrementa el límite líquido en forma que el índice plástico experimenta un ligero incremento.

Para suelos más plásticos (IP >15) la cal generalmente reduce el límite líquido y aumenta el límite plástico, traduciéndose en una disminución apreciable del índice plástico.

4.3.5.2 Límite de contracción

Se ha dicho que la adición de cal flocula las partículas arcillosas del suelo transformando su textura elemental. La influencia sobre el límite de contracción que experimenta el suelo tratado.

Como colorario de este hecho se observa una marcada reducción de la contracción lineal y de la razón de contracción.

4.3.6.3 Influencia sobre la textura elemental

Como es natural, el flocular las partículas de arcillas por adición de cal, se produce una modificación de la textura elemental del suelo. Tal hecho es puesto en evidencia en el análisis mecánico por sedimentación, donde se observa una disminución de la fracción arcilla, aumentando la proporción de partículas de limo y arena fina, esta última en menor medida.

4.3.6 Influencia sobre la densidad seca

Si se compacta una mezcla de suelo cal se obtiene por lo general una densidad seca menor que el correspondiente al suelo solo, para las mismas condiciones de compactación. Esta disminución puede alcanzar hasta un 5%.

La reducción anotada en la densidad puede explicarse por el efecto de la cal sobre la textura del suelo.

En efecto, el hecho que la adición de cal incrementa la resistencia de un suelo mientras reduce su densidad no debe extrañar. En el caso de un material específico la resistencia generalmente aumenta con la densidad. Sin embargo, cuando algún agente químico, tal como la cal, es agregado a un suelo natural se forma un nuevo material, el cual puede tener propiedades físicas y químicas enteramente diferentes que el original y por lo tanto, su propia densidad máxima puede tener mayor resistencia que el suelo no tratado, aunque éste se encuentre más densificado.

COM.EC 2587713

4.3.7 Influencia sobre la resistencia de los suelos

a) Si bien la cal disminuye la densidad de compactación del suelo, no ocurre lo mismo con la capacidad resistente del mismo. Por lo contrario, la adición de cal produce un aumento de la resistencia del suelo, medida por distintos ensayos como veremos a continuación.

El inmediato aumento de resistencia del suelo es causado por los cambios en las películas que rodean las partículas de arcilla también como una granulación de estas partículas.

El curado de las probetas durante cierto período de tiempo produce un aumento de resistencia. También puede observarse un efecto parecido aumentando la compactación de las probetas y ensayándolas después de un período de curado.

El efecto debido a la acción cementante de la cal, no aparece inmediatamente después de la compactación, sino al cabo de cierto tiempo en que tiene lugar la iniciación del fraguado.

b) Los ensayos de valor soporte de California sobre suelos tratados con cal, muestran un pronunciado aumento de la estabilidad en relación con la del suelo, en la generalidad de los casos.

El ensayo se hace de acuerdo a la norma usual aplicada a los suelos, pudiendo introducir las siguientes variantes.

1. Mezclar el suelo y la cal húmeda hasta el contenido óptimo y moldear la probeta enseguida.
2. Después del mezclado y humedecido del suelo con cal, dejar la mezcla en reposo dos o cuatro horas, en cámara húmeda, después de lo cual se procede al moldeo de las probetas.
3. Extender el periodo de reposo previo, a 24 horas procediendo después a moldear las probetas.
4. Dejar la mezcla suelo-cal humedecida al óptimo, durante 7 días al aire. Pulverizar la masa, restablecer el contenido óptimo de agua y compactarlas.
5. Dejar la mezcla suelo-cal en cámara húmeda durante 7 días, agregar el agua correspondiente al óptimo, compactar y ensayar según la norma.
6. Con las probetas compactadas según lo dicho en 2) dejarlas durante un período de curado de 7 días y luego moldearlas.

WWW.LITECSA.C

En estos casos el período de inmersión es el común de 4 días y luego se hace la penetración del pistón.

Las variantes resumidas en los puntos anteriores tratan de reproducir distintas situaciones que pueden ocurrir en la mezcla suelo-cal durante los trabajos en el terreno, desde el mezclado hasta la compactación.

4.3.8 Determinación del porcentaje óptimo de cal

Es indudable que, desde el punto de vista técnico-económico, la cantidad óptima de cal para estabilizar un suelo es el menor porcentaje capaz de modificar las propiedades del suelo, hasta el extremo requerido por el destino que habrá de dársele en el proyecto.

El objetivo buscado contempla por lo general dos casos:

a. Aumentar la resistencia a los esfuerzos normales y tangenciales.

b. Reducir el hinchamiento.

Para medir el primer factor pueden utilizarse algunos de los ensayos siguientes: Valor Soporte California, Compresión confinada, Ensayo triaxial, Estabilómetro o cohesíometro de Hveem.

La comparación de los resultados debe hacerse entre los valores correspondientes al suelo solo mezclado con diferentes porcentajes de cal.

La elección de la cantidad óptima recaerá en el menor porcentaje incorporado al suelo, capaz de conferirle las propiedades buscadas.

Una vez seleccionado dicho porcentaje es aconsejable, por razones prácticas adicionarle un 0.5% al 1% para tener en cuenta los desperdicios, inevitables durante las operaciones constructivas.

4.4 *Estabilización mecánica*

La estabilización mecánica se remonta a la segunda década del presente siglo, ocurriendo en los E.U.A. los primeros trabajos en los que se usó con plena conciencia de sus objetivos. Los nombres de algunos pioneros de la Mecánica de Suelos, como Terzaghi, Casagrande y Hogentogler no son ajenos a los desarrollos de estas técnicas.

Cuando se diseñan mezclas de suelos, para lograr con ellas unas determinadas propiedades deseables, la granulometría suele ser el requisito más relevante

COM.EC 2587713

en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es, naturalmente, en la fina.

El tamaño máximo de las partículas de la mezcla tiene importancia, puesto que tamaños demasiado grandes son difíciles de trabajar y producen superficies muy rugosas; una proporción demasiado grande de tamaños gruesos conduce a mezclas muy segregables. La presencia de contenidos importantes de materiales finos, menores que la malla 40, hace difícil lograr buenas características de resistencia y de deformabilidad, además de que puede conducir a superficies demasiado lisas y fangosas, cuando están húmedas y pulverulentas, cuando están secas.

Cuando se decide por este tipo de solución, se supone que los materiales satisfacen los demás requisitos de calidad estipulados en las especificaciones (trituración, desgaste, solidez, etc.).

En caso de disponerse de dos materiales, el procedimiento más sencillo para determinar las proporciones en que han de mezclarse para obtener un tercero de características especificadas, consiste en la elaboración de un gráfico como el que se presenta en la Tabla 4.8.

Ejemplo 1

Se tienen los dos materiales cuyas granulometrías representativas se indican en la Tabla 4.8 y debe definirse si con ellos se puede obtener otro que cumpla la gradación especificada.

Tabla 4.8
Gradaciones de los materiales disponibles y especificacion deseada

Tamiz (m.m)	Porcentaje que pasa		
	Material A	Material B	Especificación
38.1	100		100
25.4	65		70 -100
19.1	45		60 -90
9.52	21	100	45 -75
4.76	10	84	45 -75
2.00	0	70	20 -50
0.425		51	10 -30
0.074		35	5 -15

WWW.LITECSA.C

Solución:

1. Trácense los porcentajes que pasan del material B en la escala Z y los porcentajes que pasan del material A en la escala Y de la gráfica de la figura 4.1.

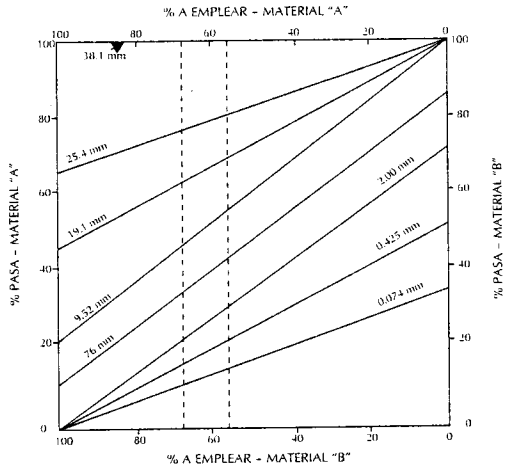


Figura 4.1

2. Únanse con una recta los correspondientes porcentajes que pasan de ambos agregados, y anótese sobre esas rectas el número del tamiz respectivo. Las intersecciones de cada línea de tamiz con cualquier línea vertical de la gráfica de la figura 4.1 definirán la gradación compuesta de los agregados de los materiales A y B , para las proporciones de mezcla indicadas en las escalas horizontales (arriba y abajo).

3. Determínese en cada línea de tamices las intersecciones que representarán los límites de la especificación. Las intersecciones para cualquier línea de tamiz dada, representan el intervalo de las proporciones que cumplirá con los límites de la especificación.

4. Elíjase una línea vertical que corresponda al mejor promedio a través de todas las intersecciones de la especificación mostrada. Para este ejemplo, la vertical elegida representa el 62% del material A y 38% del material B.

Respecto a la plasticidad de la mezcla, debe cuidarse que los finos obtenidos cumplan con el requisito fijado en las especificaciones. Aunque el procedimiento usual consiste en determinar la plasticidad en el laboratorio sobre una muestra de la mezcla hecha en las proporciones previamente determinadas,

COM.EC 2587713

existe una sencilla fórmula por medio de la cual puede tenerse a priori una idea aproximada del valor del índice plástico de la mezcla:

$$IP = \frac{i_1 p_1 a_1 + i_2 p_2 a_2}{p_1 a_1 + p_2 a_2} \qquad (4.1)$$

Donde:

i_1, i_2 = Indices de plasticidad de las fracciones finas de los dos materiales disponibles.

p_1, p_2 = Proporciones en que se van a mezclar los dos materiales.

a_1, a_2 = Constantes granulométricas de los dos materiales, las cuales se calculan con ayuda de la fórmula 4.2.

$$a = \frac{\sum Y}{n} \qquad (4.2)$$

Siendo:

Y = Porcentajes que pasan en la curva granulométrica por cada uno de los tamices elegidos para su determinación.

N = Número de tamices utilizados para el cálculo. Usualmente se emplean los tamices de 2.38, 1.19, 0.59, 0.297 y 0.149 mm (números 8, 16, 30, 50 y 100).

Ejemplo 2

Determinar el probable índice plástico de un material obtenido por la mezcla de otros dos cuyas características básicas se presentan en la tabla 4.9.

Tabla 4.9
Características básicas de los suelos

Suelo No.	Índice Plástico	Proporción (%)	Constante granulométrica
1	0	70	0.43
2	8	30	0.86

WWW.LITECSA.C

Solución:

Si se aplica la fórmula 4.2 se obtiene que:

$$IP = \frac{0 \times 0.70 \times 0.43\ 8 \times 8 \times 0.30 \times 0.86}{0.70 \times 0.43 \times 0.30 \times 0.86}$$

$$IP = \frac{2.064}{0.559} = 3.7$$

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

La adecuada construcción de una capa de pavimento con un material obtenido por estabilización granular depende fundamentalmente en la adecuada colocación de los diversos materiales sobre la vía para que al mezclarlos en vía, la mezcla se haga en las proporciones previamente calculadas y el producto obtenido tenga la gradación exigida. Una vez se haga la mezcla en seco, se incorpora la cantidad de agua necesaria, se hace la mezcla húmeda y se compacta y termina como cualquier base o subbase granular.

Ejemplo 3

Supóngase que debe construirse una base de 15 centímetros de espesor en un ancho de 10 metros, mediante la mezcla de dos materiales, A y B en proporciones en peso de 35 y 65% respectivamente, según dosificación previa. Cómo deben distribuírse los materiales a lo largo de la vía para obtener un material uniforme que cumpla con la especificación, si los pesos unitarios secos de ellos en estado suelto son 1350 y 1450 kg/m^3 respectivamente y la mezcla debe compactarse en la vía a una densidad seca de 2000 kg/m^3?

Solución:

1. El volumen de base compactada por metro lineal es:

   0.15 x 10 x 1.0 = 1.5 m^3 /m

2. El peso de la base compactada por metro lineal es :

   1.5 x 2000 = 3000 kg/m.

3. La cantidad de cada uno de los materiales en cada metro lineal debe ser:

   Material A = 3000 x 0.35 = 1050 kg/m.

   Material B = 3000 x 0.65 = 1950 kg/m.

COM.EC 2587713

4. Es conveniente suponer para la construcción una utilización de materiales un 5% mayor a la estrictamente necesaria según los cálculos, para tener en cuenta las pérdidas que se producen durante el perfilado y la eventual mayor densificación que se obtenga durante la construcción. Por lo tanto, las cantidades a utilizar serán:

   Material A = 1050 x 1.05 = 1102,5 kg/m.

   Material B = 1950 x 1.05 = 2047,5 kg/m.

5. El rendimiento de cada uno de los materiales por metro de longitud, expresado en volumen será:

   Material A = 1102,5/1350 = 0.817 m^3/m.

   Material B = 2047,5/1450 = 1.412 m^3/m.

6. Los camiones a utilizar distribuirán su contenido a las distancias que correspondan de acuerdo con su capacidad. Si ésta, por ejemplo, es de 4 m^3, las separaciones serán:

   Material A = 4/0.817 = 4.896 m.

   Material B = 4/1.412 = 2.833 m.

4.5 *ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO*

La estabilización de suelos con cemento se inicia desde 1917, cuando Amies patentó un primer procedimiento de mejoramiento de suelos a base de mezclarles proporciones variables de cemento tipo Portland; desde entonces se ha popularizado la utilización del suelo-cemento, que es el nombre que se ha popularizado para referirse a la mezcla en mención.

La acción estabilizadora del cemento consta de varias etapas, la primera de las cuales es la acción de la naturaleza fibrosa del silicato de calcio que se forma cuando los granos del cemento entran en contacto con el agua. Debido a esta reacción se forman masas de fibras minúsculas que se traban fuertemente unas con otras y con otros cuerpos. La solución formada por la mezcla cemento y agua reacciona con las partículas del suelo, reacción en la que los iones de calcio tienden a agrumar las partículas de suelo cargadas negativamente produciéndose su floculación por acción de la gravedad. Por último, si se compacta la mezcla, se produce una reacción del calcio con la sílice y alúmina de tamaños coloidales produciéndose complejos compuestos de

WWW.LITECSA.C

silicatos y aluminatos que aumentan lentamente la resistencia de la mezcla con el tiempo. A esta acción se la llama puzzolánica.

La reacción favorable suelo-cemento se ve muy impedida o nulificada cuando el primero contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran avidez por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los captan, dificultando la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de las partículas laminares en las arcillas. Por esta razón, las especificaciones de casi todos los paises exigen que el contenido de materia orgánica en un suelo no sobrepase 1 a 2%, en peso, si ha de ser considerado apropiado para ser estabilizado con cemento. Es también nociva la presencia de sulfatos u otras materias ávidas de agua por cuanto privan al cemento de la humedad necesaria para el cumplimiento de sus funciones. Pero salvo estos dos inconvenientes, los demás suelos pueden tratarse con cemento para mejorar su comportamiento mecánico, siendo la principal limitación la dificultad que puede presentarse para obtener un buen mezclado con las arcillas, motivo por el cual, en este caso, algunos recomiendan añadir previamente al suelo una pequeña cantidad de cal que facilite su manejo y pulverización y permita la posterior incorporación del cemento sin dificultad.

FACTORES QUE AFECTAN LA MEZCLA DE SUELO-CEMENTO

El tipo de suelo

Tiene influencia principalmente por su composición química y su granulometría. Los suelos que pueden ser tratados con cemento con fines viales para obtener una estabilización económica se obtiene cuando el suelo no contiene partículas mayores de 7.5 cm o de un tercio del espesor de la capa tratada, menos del 50% de él pasa el tamiz de 0.074 mm, el límite líquido es inferior a 40 y el índice plástico menor a 18.

Algunas arcillas muy plásticas, que se salen de los límites anteriores, han sido exitosamente tratadas con cemento después de un tratamiento previo con 2 ó 3% del mismo cemento o de cal hidratada, con el que se logra dar al suelo mayor trabajabilidad y abatir su plasticidad. El tiempo de curado para este tratamiento previo no suele exceder de 2 ó 3 días.

La cantidad de cemento

La dosificación de las mezclas de suelo-cemento viene a ser a fin de cuentas la cuestión fundamental, pues el cemento, es el elemento más costoso y fijar

COM.EC 2587713

su proporción determina la factibilidad técnica de la estabilización, aparte de que las propiedades que se logren para la mezcla dependen también esencialmente de la cantidad de cemento que se emplee.

El diseño de la mezcla se hace en el laboratorio, siendo los ensayos que más se utilizan para ello, el de durabilidad, llamado también de humedecimiento y secado y el de compresión simple sobre probetas compactadas bajo condiciones especificadas. Con relación al primero, las especificaciones fijan los valores aceptables en función del tipo de suelo que se estabilice, mientras que con respecto al segundo, fueron los ingleses quienes establecieron el ensayo de compresión para el diseño, luego de encontrar que para su medio ambiente, una resistencia a la compresión de 17.5 kg/cm^2 sobre probetas curadas a 15°C durante 7 días, equivalía a los resultados del ensayo de humedecimiento y secado.

En Colombia no se ha encontrado una relación consistente entre los resultados de los dos ensayos y se fija un valor mínimo de 21 kg/cm^2 cuando se diseña con base a compresión.

De otra parte no debe olvidarse que la resistencia de una mezcla de suelo-cemento se ve favorecida por el aumento de temperatura, lo que es benéfico en áreas tropicales, donde las temperaturas de curado suelen ser superiores a las recomendadas por las normas utilizadas por países ubicados en zonas templadas.

Teniendo en cuenta que al fabricar mezclas de suelo-cemento, se llegan a obtener altas resistencias a la compresión (70 kg/cm^2 ó más), las cuales no son convenientes por su susceptibilidad al agrietamiento, pues, finalmente se reflejan en la capa de rodadura; en la actualidad se fija un límite superior de 56 kg/cm^2, valor hasta el cual se considera que el suelo-cemento presenta un comportamiento acorde con las exigencias de un pavimento flexible.

Si la mezcla de suelo-cemento se diseña mediante el ensayo de humedicimiento secado (norma de ensayo INVE-807), el contenido de cemento debe ser tal, que la pérdida de peso de la mezcla compactada, al ser sometida al ensayo de durabilidad (humedecimiento-secado), no supere los siguientes límites de acuerdo con la clasificación que presente el suelo por estabilizar.

Suelo por estabilizar	Pérdida máxima (%)
A - 1 ; A - 2 - 4 ; A - 2 - 5 ; A3	14
A - 2 - 6 ; A - 2 - 7 ; A - 4 ; A5	10
A6 ; A - 7	7

WWW.LITECSA.C

La cantidad de agua que se agrega a la mezcla

La incidencia de la humedad en calidad de la mezcla tiene su mayor importancia durante la compactación. Una buena compactación, debe obtenerse para una alta densidad seca y ella sólo se obtiene cuando el suelo tiene la humedad óptima. En los diseños de suelo cemento se usa generalmente como ensayo de control el Proctor normal en lugar del modificado, por cuanto aquel tiene una humedad óptima mayor, que proporciona la cantidad de agua adecuada para la correcta hidratación del cemento. Además, como la densidad máxima del ensayo normal es menor, se evita el riesgo de obtener compactaciones muy elevadas y resistencias demasiado altas que, como ya se indicó, resultan también inconvenientes.

La compactación de la mezcla

Una mezcla satisfactoria de suelo cemento sólo puede obtenerse si se compacta adecuadamente.

Las demoras entre las mezclas y la compactación producen también una disminución de la densidad que puede alcanzarse al compactar la mezcla y por lo tanto de su resistencia. Por este motivo, en casi todos los países se prohibe que pasen más de 2 horas entre la mezcla y la compactación.

Debe tenerse presente que las mezclas de laboratorio presentan una resistencia mucho mayor que las que se elaboran en la obra. El TRRL ha encontrado valores de resistencia a la compresión del orden de 40 a 60% para mezclas elaboradas con equipo agrícola y de 60 a 80% al emplear un mezclador de tipo rotativo.

Curado de la mezcla compactada

La resistencia a la compresión de la mezcla de suelo-cemento, también se ve influida por su tiempo de curado. Experiencias de laboratorio indican que ésta aumenta cuando crece el tiempo de curado a que se somete la mezcla después de ser compactada.

Método para la construcción de suelo-cemento en carreteras

El proceso para construir una base o subbase de suelo-cemento puede resumirse en las siguientes operaciones:

COM.EC 2587713

1. Se perfila el camino transversal y longitudinalmente.

2. Se escarifica el suelo en el espesor adecuado de acuerdo al diseño del pavimento.

3. En caso de que se vaya a estabilizar una superficie existente se pulveriza el suelo escarificado, empleando rastras, arados de discos o mezcladoras rotativas. La pulverización se adelanta hasta que el 100% del suelo, excluidas las partículas de grava, pase por el tamiz de 25.4 mm. Y al menos el 80% pase por el de 4.76 mm.

4. Se distribuye el cemento Portland sobre el suelo por tratar. La distribución, en la cantidad previamente definida según los ensayos de laboratorio, puede hacerse a granel por medio de camiones o por medio de bolsas colocadas a separaciones adecuadas.

5. Se mezcla el suelo con el cemento y se aplica la cantidad correcta de agua para una buena compactación y para la adecuada hidratación del cemento. El equipo más apropiado es la mezcladora en tránsito de paso sencillo, máquina que en una sola pasada pulveriza el suelo, le añade el cemento y el agua, los mezcla y los deja extendidos listos para la compactación.

   Si no se dispone de dicho equipo, la mezcla puede hacerse con una mezcladora de paso múltiple o un arado de discos.

6. Luego del mezclado se procede a la compactación a la mayor brevedad posible hasta alcanzar la densidad mínima exigida por las especificaciones, la cual debe ser el 98% de la máxima de la prueba Proctor estándar.

7. Se eliminan con una rastra de clavos los planos de compactación que se presentan, los cuales son costras superficiales que desmejoran la calidad de la capa estabilizada. Se perfila la superficie con motoniveladora y se hace una compactación final con un rodillo neumático.

8. La última operación consistente en el curado de la capa compactada para asegurar que ésta conserva la humedad suficiente para la hidratación del cemento. El curado se realiza, por lo general, aplicando una película de emulsión asfáltica y Tipo CRR-1 en proporción de 0,4 litros/m^2 sobre la superficie del suelo cemento, la cual debe encontrarse muy húmeda y libre de materiales extraños sueltos.

   Aunque es deseable mantener la capa sin tránsito por una semana, esto no es siempre posible y por lo tanto debe aplicarse sobre el sello de curado, un riego de arena que permita la circulación segura de los vehículos.

WWW.LITECSA.C

4.6 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON ASFALTO

En la estabilización con productos bituminosos tales como asfaltos líquidos, emulsiones asfálticas y alquitrán. La estabilización con estos productos persigue uno o ambos de los siguientes fines:

1. En suelos no plásticos o arenosos, se trata de que ejerza una acción ligante que unida a la fricción propia del suelo, evite deformaciones de la capa mejorada bajo la acción del tránsito.

2. En suelos cohesivos, se busca que el estabilizante aglomere las partículas de arcilla y obture los vacíos, impermeabilizando al suelo y protegiéndolo contra la acción del agua.

En el país, la estabilización de suelos arenosos es en la que existe mayor experiencia. Aunque prácticamente todos los suelos responden a la estabilización con asfalto, los mejores resultados se obtienen con las arenas y las gravas arenosas, materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad. Aunque la granulometría del material por ser estabilizado no es esencial se exigen los siguientes requerimientos:

- Tamaño máximo de partícula menor a 1/3 del espesor de la capa compactada.
- Más del 50% del material debe pasar el tamiz de 4.76 mm. Y más del 35 el de 0.425 mm.
- Entre 10 y 15% debe pasar el tamiz de 0.074 mm.
- El límite líquido de la fracción fina no puede ser mayor de 40 ni el índice plástico superior a 18.

4.6.1 Propiedades que presentan los suelos estabilizados con asfalto

Se aprecia que al aumentar el porcentaje de asfalto disminuye la densidad máxima, quizás a causa de la mayor viscosidad de la película de fluído que rodea las partículas. Al mismo tiempo, se observa un incremento en el porcentaje óptimo del fluído.

La disminución de la densidad no es muy importante si se tiene en cuenta que las propiedades mecánicas mejoran, obteniéndose, por ejemplo, aumentos de resistencia y disminuciones en la capacidad de absorción de agua.

COM.EC 2587713

Se ha podido demostrar también, que la estabilidad de las mezclas suelo-agua asfalto líquido depende del tiempo que dure la mezcla de los ingredientes. En efecto, la estabilidad aumenta con el tiempo de mezclado hasta alcanzar un máximo a partir del cual comienza a decrecer. En este aspecto, los materiales bituminosos se diferencian de los demás estabilizantes en cuanto al hecho de que puede no ser aconsejable obtener una mezcla lo más íntima posible. La absorción de agua de probetas compactadas, que puede tomarse como medida inversa de su resistencia, decrece hasta cierto instante en el cual aumenta, reduciendo la impermeabilización. Como explicación, puede decirse que los grumos de suelo que ha cubierto el asfalto, se rompen por el mezclado excesivo y por consiguiente, el asfalto debe extenderse sobre una superficie mayor en forma de una película más fina que ya no es tan impermeable.

Uno de los requisitos más importantes de este tipo de estabilización, es la necesidad de que las condiciones metereológicas sean adecuadas. En zonas húmedas, por ejemplo, la cantidad de agua de un suelo fino es bastante alta durante la mayor parte del año y la adición de más fluídos (asfaltos líquidos o emulsiones), puede dar lugar no sólo a una pérdida de resistencia, sino que el suelo puede alcanzar una consistencia que hace muy difícil la compactación.

Por último, el tiempo de curado de las mezclas, la temperatura a la que se realice, es muy influyente en la resistencia obtenida. A mayor temperatura de curado, más resistencia y si la temperatura es alta, tanto mejor, porque más rápidamente se evaporan los solventes y se ha encontrado que la resistencia es inversamente proporcional al contenido del solvente en el momento del ensayo. La temperatura en el momento del ensayo produce, en cambio, un efecto contrario. Entre más alta sea, menor será la resistencia, a causa del reblandecimiento del asfalto por el calor.

4.6.2 Diseño de las mezclas

La determinación del porcentaje óptimo de asfalto que debe intervenir en la estabilización, depende básicamente del objetivo buscado. En el caso de suelos friccionantes, a los cuales el asfalto les brinda la cohesión que no tienen, lo que se intenta es obtener la máxima resistencia posible, lo cual se logra añadiéndoles el contenido óptimo de asfalto determinado por medio de algunos de los ensayos corrientes de estabilidad como el Hubbard-Field modificado, el Marshall para mezclas con asfaltos líquidos o el del penetrómetro de cono.

Cuando se estabiliza un suelo cohesivo, lo que se pretende es que el asfalto le brinde estabilidad ante el agua, caso en el cual la dosificación puede obtenerse a partir de ensayos de absorción de agua.

WWW.LITECSA.C

Son ensayos corrientes en este caso, el de absorción de agua, normalizado por el Instituto del Petróleo y el de extrusión, con el cual puede determinarse también la máxima resistencia.

En el caso de suelos granulares de buena gradación, pero con finos excedidos de plasticidad, la estabilización con asfalto produce un buen medio para neutralizar su acción perjudicial y hacer apto el material para la construcción de bases. En este caso el ensayo más utilizado es el C.B.R. con el cual se busca que la mezcla presente buena resistencia y a la vez estabilidad suficiente a la absorción cuando se somete a inmersión antes de la penetración. Las especificaciones aceptan generalmente un C.B.R. de 80, previa inmersión en agua, para hacer aceptable la estabilización como capa de base de un pavimento semirrígido.

4.6.3 Construcción

La elaboración de una capa de suelo estabilizada con asfalto comprende los siguientes pasos principales:

1. La capa de apoyo debe prepararse de modo que se encuentre correctamente compactada, lisa y con el perfil adecuado. Sobre ella se coloca un riego de protección de asfalto líquido MC70.

2. Se coloca el agregado a estabilizar en cordones en la cantidad y proporciones adecuadas para obtener la gradación especificada y el espesor compacto contemplado en el diseño.

3. Se añade la cantidad de agua que el ingeniero juzgue conveniente para obtener una mezcla apropiada. Este paso es particularmente importante en estabilizaciones con emulsiones asfálticas.

4. Se adiciona la cantidad necesaria del producto asfáltico, la cual ha sido establecida en pruebas previas de laboratorio.

5. Se hace una mezcla cuidadosa que garantice la incorporación correcta del ligante. Se recuerda, sin embargo, que el mezclado no puede ser excesivo porque se traduce en pérdidas de resistencia. La mezcla no puede efectuarse si la temperatura ambiente es muy baja; usualmente se fijan límites de 12°C para estabilizaciones con asfalto líquido y 5°C si se utilizan emulsiones asfálticas.

6. La mezcla debe airearse suficientemente hasta que los solventes, en el caso de emplear asfaltos líquidos, se evaporan en una cantidad suficiente (generalmente un 50%) que permita la adecuada compactación. Cuando

COM.EC 2587713

se emplean emulsiones asfálticas, la aireación se realiza hasta que la humedad sea 3 a 4% superior a la óptima del agregado solo.

7. Se extiende la mezcla con motoniveladora y se compacta, primero con rodillo liso y luego con neumático, hasta alcanzar la densidad exigida en las especificaciones.

8. Se permite un período de curado de dos días antes de librar al tránsito la capa estabilizada. Si con el paso de los vehículos se observan desprendimientos de agregado, se suspende el tránsito y se somete la capa a nueva compactación en las horas de mayor temperatura hasta que cese el fenómeno.

4.7 ESTABILIZACIÓN CON ÁCIDO FOSFÓRICO

La estabilización con este producto, aunque se ha mostrado efectiva, parece lejos de llegar a imponerse, por cuanto las cantidades requeridas para mejorar los suelos son similares a las de cemento y cal, siendo su costo muchas veces mayor. La ventaja más importante del ácido fosfórico en la contención de suelos, consiste en el rápido desarrollo de la acción cementante, además de que se obtienen densidades mayores a las correspondientes al suelo sin tratar, aspecto éste en el cual se distingue de los otros estabilizantes químicos.

Se ha determinado que la cantidad necesaria de ácido para estabilizar un suelo, es función de la fracción arcillosa de éste. Suelos del tipo A-7-6 (14) con índice plástico de 22, requirieron 2%, mientras que otros A-7-5 (20) con índice plástico de 46 necesitaron más del 4%. Se ha observado, además, que este método de estabilización no es efectivo en suelos con grandes cantidades de carbonato de calcio, por cuanto éste consume buena parte del ácido, disminuyendo la acción correctora del estabilizante.

4.8 ESTABILIZACIÓN CON CLORURO DE SODIO

La sal como estabilizante es apropiada en todos los suelos, salvo aquellos que contienen materia orgánica. La sal puede agregarse al suelo seco, en cristales o en forma de salmuera y produce una capa con superficie lisa y uniforme. Aunque no se conoce completamente el mecanismo por medio del cual se produce la estabilización, se cree que se producen reacciones coloidales a través de las cuales el ión sodio del aditivo desplaza los iones naturales de los minerales arcillosos del suelo. La principal desventaja que se presenta es la solubilidad de la sal, lo que hace que pueda ser fácilmente lavada por el agua de percolación, lo que se traduce en una escasa

WWW.LITECSA.C

durabilidad de la capa estabilizada. Un estudio realizado en el antiguo MOPT con una arcilla de baja compresibilidad de Manaure (Guajira) indicó que la adición de sal produce modificaciones de escasa importancia en los límites líquido y plástico, aumentos en la humedad óptima de compactación y disminuciones en la densidad máxima y, curiosamente, en la resistencia a la compresión inconfinada.

4.9 ESTABILIZACIÓN CON SODA CÁUSTICA

Experiencias realizadas en la India, indicaron que el hidróxido de calcio estabilizaba adecuadamente los suelos de tipo laterítico a los cuales hacía fácilmente compactables. Sin embargo, su costo, sus efectos cáusticos y la carbonatación rápida que sufre al contacto con el aire, son desventajas que hacen que su uso sea demasiado limitado.

4.10 USO DE POLÍMEROS Y RESINAS

Las resinas sintéticas empleadas para la fabricación de plásticos y las naturales como el Vinsol pueden utilizarse como impermeabilizantes de suelos en cantidades relativamente pequeñas (1 a 2%) porque, para contenidos mayores, la absorción de agua, medida por cualquier ensayo, aumenta. Las resinas no producen en los suelos aumentos de resistencia de ninguna consideración y actúan solamente sobre suelos ácidos. Tienen además, como desventajas, el elevado costo, su degradación por parte de los micro-organismos del suelo y la dificultad práctica que presenta su mezcla con el suelo en tan pequeñas cantidades.

4.11 EL DRENAJE COMO SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

Todos los ingenieros viales saben o al menos sienten, la influencia del agua en sus problemas cotidianos, en especial porque ellos se presentan con mucha mayor frecuencia en épocas lluviosas. Son muchos los mecanismos a través de los cuales el agua actúa sobre la estabilidad de una masa de suelo, pero A. Rico señala los siguientes como los más importantes:

1. Al saturarse un suelo que antes estaba parcialmente saturado, se pierde la tensión superficial existente en el interior de la masa, la cual le proporcionaba una cohesión aparente.

2. El peso de la masa de suelo aumenta al crecer su humedad.

COM.EC 2587713

3. El flujo de agua puede disolver algunos cementantes que pudieran existir dentro del suelo. Esta, por ejemplo, es la causa de la poca durabilidad de una estabilización con sal.

4. El flujo de agua en la masa de suelo produce elevación del nivel piezométrico, lo que trae como resultado aumento de las presiones neutras y la consecuente disminución de la resistencia al corte.

Conocidos los efectos del agua en el comportamiento del suelo, le quedan al ingeniero dos alternativas: la primera, que consiste en tratar de mantener el agua alejada, criterio que no parece el mejor en vías terrestres, por cuanto las obras por construir serían muy costosas y el agua obstaculizada puede desarrollar presiones inconvenientes; y la segunda, que es la más lógica, consiste en diseñas las estructuras adecuadas de subdrenaje que permitan encauzar el agua por gravedad y eliminarla a las presiones más bajas posibles.

4.12 ESTABILIZACIÓN ELECTROQUÍMICA CON ACEITE SULFONADO

Características físico-químicas

El aceite sulfonado es un producto derivado de la fracción naftaleno del petróleo, sulfonado; ácido de acción corrosiva en materiales orgánicos muertos y suave en los vivos. Es un líquido espeso de color negro con una gravedad específica de 1.15, el PH es alrededor de 1.25, su viscosidad es ligeramente menor a la del agua, soluble en ella, a la cual ioniza con extrema rapidez; en solución acuosa es de alta conductividad.

Acción del aceite sulfonado sobre las partículas del suelo

Las partículas finas de arcillas y limos, debido a su composición mineralógica, tienen exceso de iones negativos (aniones), por la cual atraen los iones positivos (cationes) del agua, haciendo que ésta se adhiera a ellas, formando el agua pelicular.

El aceite sulfonado, por su composición química, tiene un enorme potencial de intercambio iónico. Cuando se colocan pequeñas cantidades del producto en agua, activan los iones h+ y $(OH)^-$ de ella, ionizándola, la cual intercambia vigorosamente sus cargas eléctricas con las partículas del suelo, haciendo que el agua adherida a las partículas rompa su enlace electroquímico y se

WWW.LITECSA.C

desprenda convirtiéndose en agua libre, que drena por gravedad, evaporación y compactación.

Esta relación electroquímica, de intercambio iónico, es permanente.

Densificación del suelo

Al desprenderse el agua pelicular de los finos, en un proceso electroquímico irreversible y drenar como agua libre, las partícular sedimentan y se orientan de tal forma que se atraen entre sí. De esta forma se logra una alta densificación de la masa que prácticamente elimina la estructura poroso-capilar y la succión de agua por tensión superficial.

En las experiencias de Venezuela, los suelos tratados con aceite sulfonado han disminuido su humedad entre 30% y 90% con respecto a la óptima y su densidad se ha incrementado hasta el 15% en relación a la densidad máxima seca, por lo cual también disminuyeron su permeabilidad. Esta notable reducción de la humedad y el tiempo que requiere la acción electroquímica (mínimo 60 días), son las razones por las cuales no se reproduce este efecto en el laboratorio.

Después del tratamiento con el aceite sulfonado el proceso electroquímico continúa produciéndose en el terraplén con el tiempo, por lo cual la densidad y compactación de la masa aumenta gradualmente con el tráfico vehicular. El ciclo de medición adecuado es de 1 año, durante el mismo podrían realizarse varias lecturas, con el propósito de que el terraplén y pavimento sufran los procesos de humedecimiento y secamiento debidos a las temporadas de lluvias y sequía. Este proceso hace que la estructura poroso-capilar del suelo y la permeabilidad se reduzcan al mínimo.

Fundamento geotécnico

Mediante los ensayos de granulometría, próctor y CBR se hace la clasificación y la caracterización geotécnica de los suelos con la determinación de su densidad máxima seca y humedad óptima así como la curva de relación entre el índice de soporte California (CBR) y la densidad.

Para cualquier valor de densidad en sitio, medido en el suelo caracterizado, las curvas permiten determinar el valor del CBR correspondiente.

Por norma, un suelo está bien compactado en sitio cuando se logra el 95% del valor de su densidad máxima seca, por cuanto con los equipos conven-

COM.EC 2587713

cionales de compactación, compactando por capas de 30 cms, con rendimientos aceptables, éste es el valor que se logra.

Por tanto, para determinar el valor del CBR de diseño de un suelo se entra en su curva de CBR con el valor de densidad correspondiente al 95% de la densidad máxima seca.

Cuando un suelo fino o mezcla de éste con materiales granulares (gravas y/o arenas) se estabiliza con aceite sulfonado, su efecto permite una mejor orientación de sus partículas en la masa, reduce la humedad y energía de compactación y contribuye a que la densidad de valores alrededor del 100% del próctor.

Por el incremento del CBR del suelo de fundación se logran reducciones importantes en el espesor total del pavimento.

4.13 CAPAS ESTABILIZADAS

La estabilización, como ya se dijo, es un proceso mediante el cual se trata de modificar un suelo o un agregado procesado para hacerlo apto o mejorar su comportamiento como material constitutivo de un pavimento.

En nuestro medio, talvez, los más conocidos productos estabilizantes son: la cal, el cemento y el asfalto, cuyos rangos generales de aplicabilidad se muestran en la Figura 4.2. La tabla 4.10 presenta, además, una comparación muy amplia de estas técnicas de mejoramiento. Tanto la figura como la tabla constituyen sólo guías globales, razón por la que la definición del tipo de estabilizante y la cantidad por utilizar debe ser estudiado en forma detallada para cada proyecto.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

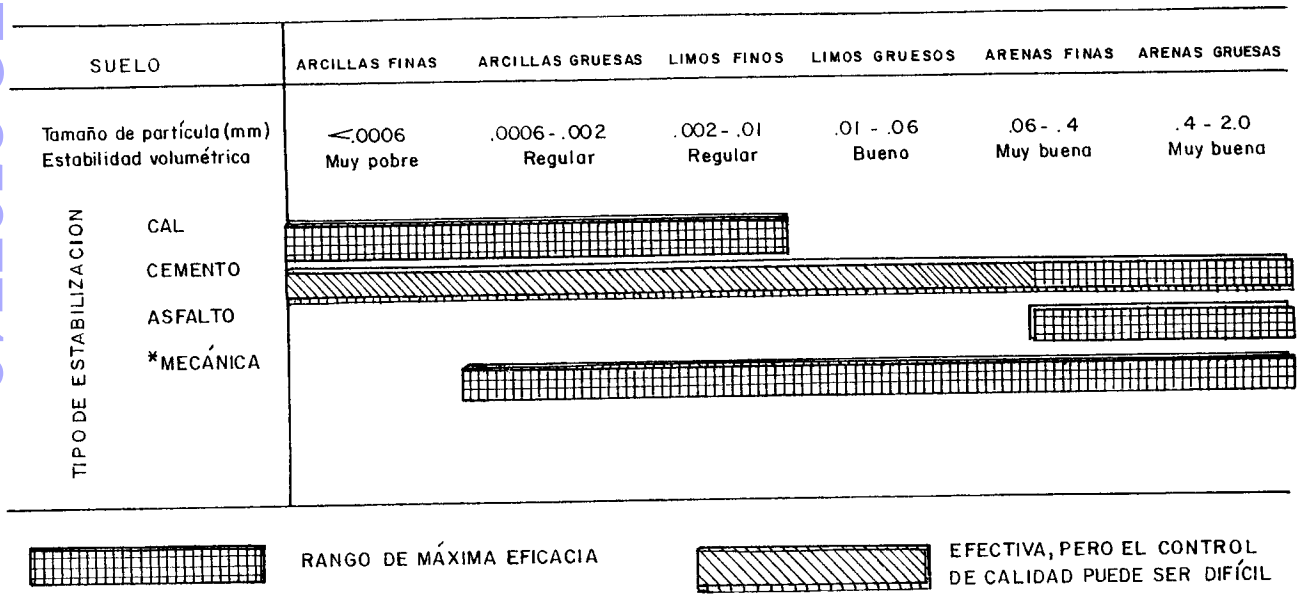


Figura 4.2 – Aplicabilidad de los métodos de estabilización (Inglés y Metcalf, 1972)

Tabla 4.10
Comparación amplia de técnicas de estabilización según inglés y Metcalf

Material	Est. mecánica	Est. con cemento	Est. con cal	Est. con emulsión
Grava natural	Puede ser necesaria la adición de finos para prevenir desprendimientos	Probablemente no es necesaria, salvo si hay finos plásticos. Cantidad de 2 a 4%	No es necesaria, salvo que los finos sean plásticos. Cantidad de 2 a 4%	Apropiada si hay deficiencia de finos. Aproximadamente 3% de asfalto residual.
Arena limpia	Adición de gruesos para dar la estabilidad y de finos para prevenir desprendimientos	Inadecuada: produce material quebradizo	Inadecuada: no hay reacción	Muy adecuada. De 3 a 5% de asfalto residual.
Arena arcillosa	Adición de gruesos para mejorar resistencia	4-8%	Es factible dependiendo del contenido de arcilla	Se puede emplear. De 3 a 4% de asfalto residual.
Arcilla arenosa	Usualmente no es aconsejable	4-12%	4 a 8% dependiendo del contenido de arcilla	Se puede emplear pero no es muy aconsejable.
Arcilla pesada	Inadecuada	No es muy aconsejable. La mezcla puede favorecerse con un pretratamiento con 2% de cal y luego entre 8 y 15% de cemento	Muy adecuada. Entre 4 y 8% dependiendo de la arcilla	Inadecuada.

La Tabla 4.11, elaborada con base en experiencias realizadas en Australia, precisa un poco más las posibilidades del cemento y la cal como estabilizantes para uso vial.

Tabla 4.11
Guía para selección de estabilizantes (NAASRA, 1986)

Tipo de estabilización	Más de 25% pasa el tamiz No. 200			25% o menos pasa el tamiz No. 200		
	IP ≤ 10	10 < IP ≤ 2 0	IP > 20	IP ≤ 6 PP ≤ 60	IP ≤ 10	IP > 10
Cemento	SI	SI	+	SI	SI	SI
Cal	+	SI	SI	NO	+	SI
Cal - puzolana	SI	+	NO	SI	SI	+

\+ Indica que el producto puede tener efectividad marginal.
PP = Producto plástico.

WWW.LITECSA.C

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. FERNÁNDEZ I., Carlos. Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Limusa Wiley. México. 1982.

2. OLIVARES, Pedro Elías y ROSARIO, Roberto A. Introducción al diseño y construcción de vías con suelo-cemento.

3. INSTITUTO DE CEMENTO PORTLAND ARGENTINO. Construcción de pavimentos de suelo-cemento. Buenos Aires. 1970.

4. P.K., Robertson. Clasificación de suelos usando la prueba de penetración estándar del cono holandés eléctrico.

5. MEJÍA GÓMEZ, Oscar. Algunas propiedades geotécnicas de los suelos cohesivos derivados de tefra predominantes en el departamento de Caldas.

6. RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomo 2, Estabilización de suelos.

7. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras. Santafé de Bogotá D.C., 1998.

COM.EC 2587713

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMIRÍGIDOS PARA CARRETERAS

5.1 INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento de la estructura de un pavimento es un tema que preocupa a los técnicos de carreteras desde el comienzo de este siglo. Durante mucho tiempo, se han utilizado métodos que tienen gran correlación experimental y considerable tiempo de uso para su verificación. Estos métodos suelen clasificarse en tres grupos:

a) Métodos totalmente empíricos, en los que generalmente se emplean factores de seguridad muy altos, lo que trae consigo que se obtengan espesores excesivos que no responden a las verdaderas necesidades de la vía en estudio. Ejemplo de ellos son los métodos fundados en una clasificación de los suelos, como el del Indice de Grupo.

b) Métodos semiempíricos, basados en ensayos arbitrarios de laboratorio correlacionados con teorías más o menos razonables. Entre éstos se encuentran todos los basados en el ensayo CBR, el método de Hveem y el de Texas.

c) Métodos racionales, basados en consideraciones teóricas sobre distribución de esfuerzos y deformaciones. Entre éstos se encuentra el Navy, Shell e Instituto del Asfalto (versión 1981).

COM.EC 2587713

Aunque la mayor parte de la información de que se dispone en nuestro medio proviene de los Estados Unidos de América, en los últimos años se han difundido criterios de origen europeo, que han contribuido a dar una visión más amplia y general sobre el diseño de pavimentos. Sin embargo, es conveniente tener en cuenta que los espesores obtenidos al aplicar los métodos enunciados, son válidos para el lugar donde han sido establecidos, no pudiéndose aplicar, sin riesgos, en otras regiones con distintas condiciones climáticas y de tránsito. Por lo que su empleo en otro sitio debe estar condicionado a la experimentación y a las modificaciones que de modo forzoso deben realizarse en los lugares donde se pretende aplicarlos.

5.2 *DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN VÍAS CON BAJOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO*

5.2.1 Introducción

La ley ha fijado al Instituto Nacional de Vías la responsabilidad de apoyar a los entes territoriales tanto en los aspectos de organización de sus agencias viales, como en los de transferencia de tecnología.

En cumplimiento de este último principio, el INV ha preparado el Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con bajos volúmenes de tránsito, en el cual se ofrecen recomendaciones en relación con el diseño de pavimentos para vías rurales con escasos volúmenes de tránsito pesado, a partir de información básica que resulte accesible a las frecuentemente reducidas posibilidades de los entes viales de los organismos territoriales.

5.2.2 Tránsito

Desde el punto de vista del diseño del pavimento sólo tienen interés los vehículos pesados (buses, camiones, tractores con remolque), considerando como tales aquellos cuyo peso excede 5 toneladas. Este tipo de vehículos coincide sensiblemente con los de 6 o más ruedas. El resto de los vehículos que puedan circular con un peso inferior (motocicletas, automóviles, camperos, camionetas, tractores sin carga) provocan un efecto mínimo sobre el pavimento, por lo que se tienen en cuenta en su cálculo.

Período inicial de proyecto del pavimento

Se puede definir como tal, el lapso transcurrido desde que se entrega al servicio la estructura, hasta que los deterioros producidos por el tránsito y los

WWW.LITECSA.C

agentes ambientales normales hacen que la vía pierda su funcionalidad. Conviene recordar que a la luz del conocimiento actual, el diseño de un pavimento constituye un complejo problema físico-estructural donde se interrelacionan variables tan diversas como los suelos de soporte, los materiales de construcción, las cargas del tránsito, la geometría de las calzadas, las variables ambientales, la calidad de la construcción y el mantenimiento, etc.

El catálogo de diseño incluye un período inicial de 10 años para todas las estructuras incluídas en él.

El ingeniero encargado del mantenimiento, el planificador y el administrador deberán analizar, con el transcurso del tiempo y a la luz de la evolución del tránsito y del comportamiento del pavimento, así como del desarrollo tecnológico, diferentes estrategias de refuerzo para prolongar la vida útil de las calzadas y preservar el patrimonio vial bajo su custodia.

Categorías de tránsito

Los métodos usuales para el diseño de pavimentos asfálticos para vías de tránsito medio y alto, consideran esta variable en términos de repeticiones de ejes patrones de diseño, generalmente ejes sencillos de 80 kN, cuya valoración con cierto grado de confiabilidad exige un conocimiento mas o menos preciso de la magnitud de las cargas pesadas circulantes, a efectos de establecer su respectiva equivalencia con el eje patrón de diseño. Dicho conocimiento implica un revelamiento in situ de las cargas que, sin duda, resulta de difícil si no de imposible implementación en vías de muy bajo tránsito, cuyo estilo exige una valoración del tránsito pesado de más sencilla consideración.

A tal efecto, en el presente manual se clasifica el tránsito de diseño en 3 niveles, en función del tránsito promedio diario de vehículos pesados previsto durante el año inicial de servicio del pavimento (Tabla 5.1).

Tabla 5.1
Clases de tránsito de diseño

Clase de Tránsito	Número diario de vehículos pesados al año inicial de servicio en el carril de diseño
T 1	1 - 10
T 2	11- 25
T 3	26 - 50

COM.EC 2587713

El empleo de esta tabla merece una consideración previa. La mayoría de los métodos de dimensionamiento de pavimentos asfálticos sólo tienen en cuenta el tránsito que circula por un carril, llamado carril de diseño, y el presente método no es la excepción. Sin embargo, es preciso considerar las peculiaridades de las vías para las cuales se va a utilizar. Por ello, si la calzada va a tener menos de 5 metros de ancho, se deberá considerar en el cálculo todo el tránsito esperado en los dos sentidos, pues salvo en el momento en que se crucen, los vehículos circularán centrados y tenderán a producir una sola zona de canalización. Si la calzada va a tener 6 metros o más, se considerará como tránsito de diseño la mitad del total, y si el ancho es igual o mayor de 5 metros y menor de 6 metros, se tomará el 75% del total (Tabla 5.2).

Tabla 5.2
Tránsito por adoptar para el diseño según el ancho de la calzada

Ancho de la calzada	Tránsito de diseño
Menor de 5 m.	Total en los dos sentidos
Igual o mayor de 5 m y menor de 6 m	3/4 del total en los dos sentidos
Igual o mayor de 6m.	1/2 del total en los dos sentidos

Por otra parte, debe admitirse que el límite de tránsito para aplicar el manual es 50 vehículos pesados por día en el año inicial de servicio y, por lo tanto, si en la vía en estudio se prevé un tránsito mayor, será necesario el empleo de un método de diseño convencional.

En la eventualidad de que resultara imposible aplicar siquiera los métodos descritos, se puede estimar la clase de tránsito entrando directamente a la Tabla 5.3

Tabla 5.3
Determinación de la clase de tránsito en función del tipo de vía

Clase de tránsito	Tipo de vía
T 1	Vía que sirve núcleos de no más de 500 habitantes
T 2	Vía que sirve núcleos hasta de 2.000 habitantes
T 3	Vía que sirve núcleos hasta de 10.000 habitantes

Aunque en vías de baja intensidad de tránsito pesado no suele tener importancia, el diseñador no deberá ignorar el hecho de que la carretera puede

WWW.LITECSA.C

atraer y generar tránsito por el beneficio de la pavimentación. Si entre dos puntos existen caminos alternativos y en uno de ellos se mejoran las condiciones de circulación, los vehículos tenderán a circular más por él; así mismo, al mejorar las condiciones de transitabilidad por una determinada zona, hay mayores posibilidades para su desarrollo (urbanismo, creación de industrias, etc.), las cuales implicarán generación de tránsito. En tales eventualidades, el ingeniero deberá efectuar las adiciones que considere pertinentes al tránsito tradicional e históricamente previsible de vehículos pesados.

No suelen existir estadísticas sobre distribución del tránsito en carreteras de bajo volumen de tránsito, pero el diseño de su pavimento tampoco exige un alto grado de fineza en este sentido. Basta con considerar adecuadamente sus variaciones semanales y de temporada. Los días de mercado representan una proporción importante del tránsito pesado semanal y su efecto se puede compensar mediante dos conteos, uno en un día corriente y otro durante el día de mercado. Como estas carreteras prácticamente no tienen tránsito nocturno, conteos de 16 horas (de 6 a.m. a 10 p.m.) resultan normalmente adecuados y precisos. La temporada agrícola también tiene gran incidencia. Durante y después de las cosechas se presenta un considerable aumento en el tránsito de vehículos pesados, el cual deberá tener en cuenta el diseñador.

Como para efectos del diseño el tránsito requerido es del año inicial de servicio, el valor obtenido en los cálculos deberá proyectarse hasta dicho año. Para ello se podrá tomar una tasa de proyección representativa de las vías de la región, pero en ausencia de ella se podrá adoptar un valor entre 2 y 3% anual.

5.2.3 Estudio de la subrasante

Definición del perfil y programación de los ensayos de resistencia

Completada la exploración y clasificados los suelos por un sistema convencional con el apoyo de la clasificación visual, se deberá elaborar un perfil para cada unidad, con base en el cual se determinan los suelos que controlarán el diseño y se establecerá el programa de ensayos para establecer su resistencia.

Si en un determinado tramo se presenta una gran heterogeneidad en los suelos de subrasante que no permita definir uno como predominante, el diseño se basará en el más débil que se encuentre.

Dada la variabilidad que presentan los suelos (aún dentro de un mismo grupo), así como los resultados de los ensayos de resistencia, el Instituto de Asfalto

COM.EC 2587713

recomienda la ejecución de 6 a 8 ensayos por suelo, con el fin de aplicar un criterio estadístico para la selección de un valor único de resistencia del suelo. Teniendo en cuenta los volúmenes de tránsito de las carreteras de que trata el método de variabilidad de las condiciones y los resultados de los ensayos, así como algunos conceptos de tipo económico parece recomendable la elección de un valor de diseño tal, que el 75% de los valores de resistencia sean inferiores a él, lo que implica que es de esperar un deterioro prematuro hasta en el 25% del pavimento que se construya.

Capacidad de soporte

En Colombia, es práctica habitual el empleo del ensayo CBR de laboratorio para determinar la resistencia de los suelos con fines de diseño de pavimentos.

En áreas donde existan pavimentos construidos sobre la misma subrasante, es lícito efectuar medidas directas de su resistencia mediante el ensayo CBR de campo (Norma de Ensayo INV E-) o empleado el penetrómetro dinámico de cono, cuyos resultados pueden extrapolarse a la vía de estudio. De acuerdo con pruebas realizadas hace algunos años por el MOPT, el CBR se puede obtener en este último caso a través de la expresión:

$$CBR = 567\ (ND)^{-1.40}$$

Siendo ND el número dinámico o pendiente de la recta de penetración dentro del suelo (mm/golpe).

Salvo si se realizan directamente bajo pavimentos existentes, las pruebas de CBR de campo y de penetrómetro no son muy recomendables, por la dificultad que existe para asegurar que las condiciones de humedad y densidad dominantes durante el ensayo corresponden a las que prevalecerán bajo el pavimento construido.

Clasificación de las subrasantes

El catálogo estructural incluido en el presente manual requiere que la subrasante sea clasificada en alguna categoría que refleje la gran sensibilidad del diseño a la resistencia del suelo. Dichas categorías se definen en la Tabla 5.4, aclarando que aquellos suelos cuyo CBR sea inferior a 2 requieren un tratamiento especial de adecuación.

En la eventualidad, de no disponer de información sobre la resistencia de la subrasante, la categoría se puede establecer de manera aproximada a partir del conocimiento del tipo de suelo y la posición del nivel freático en la época

WWW.LITECSA.C

en que éste se encuentre más cerca de la superficie, tal como lo muestra la Tabla 5.5, la cual no es aplicable a suelos predominantemente limosos o micáceos, ni a arcillas orgánicas o tropicales intemperizadas.

Tabla 5.4
Clasificación de los suelos de subrasante

Clasificación de la subrasante	CBR en %
S 1	2
S 2	3 - 5
S 3	6 - 10
S 4	11 -20
S 5	>20

Tabla 5.5
Clasificación de subrasante bajo superficies impermeables en presencia de la tabla de agua

Profundidad del Nivel freático (m)	Clasificación de la subrasante				
	Arena NP	arcilla IP=10	arenosa IP= 20	IP= 30	IP=40
0.5	S3	S3	S2	S2	S1
1.0	S4	S3	S3	S2	S1
2.0	S4	S4	S3	S3	S2
3.0 o más	S5	S4	S3	S3	S2

5.2.4 Ejemplo de aplicación

Considérese una vía en afirmado cuyo tránsito, perfil general y suelos predominantes de subrasante se resumen en la figura 5.1. Sus condiciones actuales se describen a continuación

- **Geometría:** La carretera atraviesa zonas montañosas, onduladas y planas como lo ilustra la figura. Entre el k 0 y el k 13 el ancho medio de calzada es 4 metros, entre el k 13 y el k 27.5 es 5.20 metros, y de allí en adelante es 6 metros.

- **Tránsito:** Como en la mayoría de las vías rurales secundarias y terciarias, el tránsito es estacional. El tránsito promedio diario (TPD), determinado como se ha indicado atrás, es el que muestra la figura. Puede advertirse que a

COM.EC 2587713

partir del punto B concurren varias vías alimentadoras que dan lugar a incrementos de tránsito a medida que se avanza.

De acuerdo con los anchos de calzada y las recomendaciones sobre distribución de tránsito de la Tabla 5.2, las clases de tránsito para efectos de diseño se determinan como lo indica la Tabla 5.6.

Tabla 5.6
Ejemplo de determinación de la clase de tránsito

Sector	Abscisas	Tránsito de diseño	Clase de Tránsito
AB	k 0.0 - K 13.0	10*0.3 = 2	T 1
BC	k 13.0 - k 27.5	50*0.4*0.75 = 15	T 2
CD	k 27.5 - k 47.0	110*0.5*0.5 = 28	T 3
D+	k 47.0 +	140*0.5*0.5 = 35	T 3

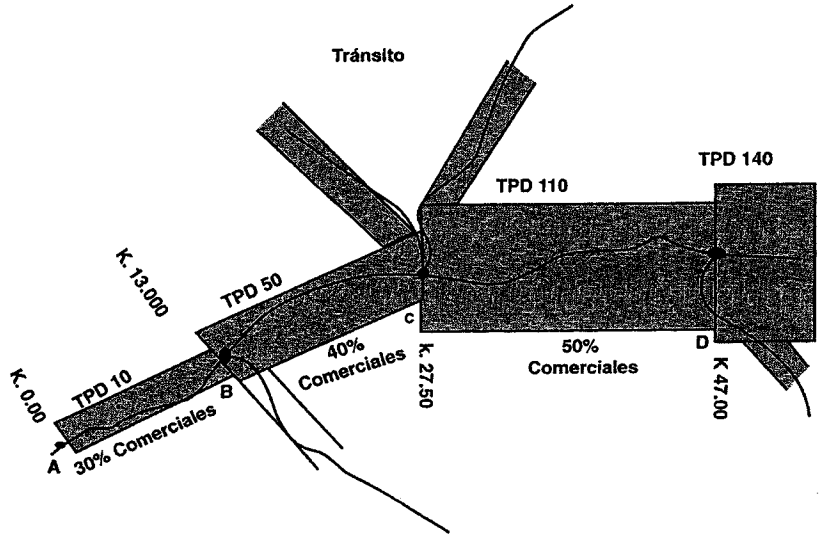
- **Suelos:** Desde el comienzo hasta el k 12, la vía tiene muy poco tránsito y atraviesa materiales residuales provenientes de areniscas y areniscas-pizarras. Sus valores de CBR son altos y la carretera ha presentado buen comportamiento. A partir del k 12 pasa sobre una terraza de material granular hasta el k 15 + 950, donde entra en un valle constituido por depósitos arcillosos. En el k 36 la carretera asciende de nuevo por la montaña y los materiales que atraviesa son similares a los de los primeros kilómetros.

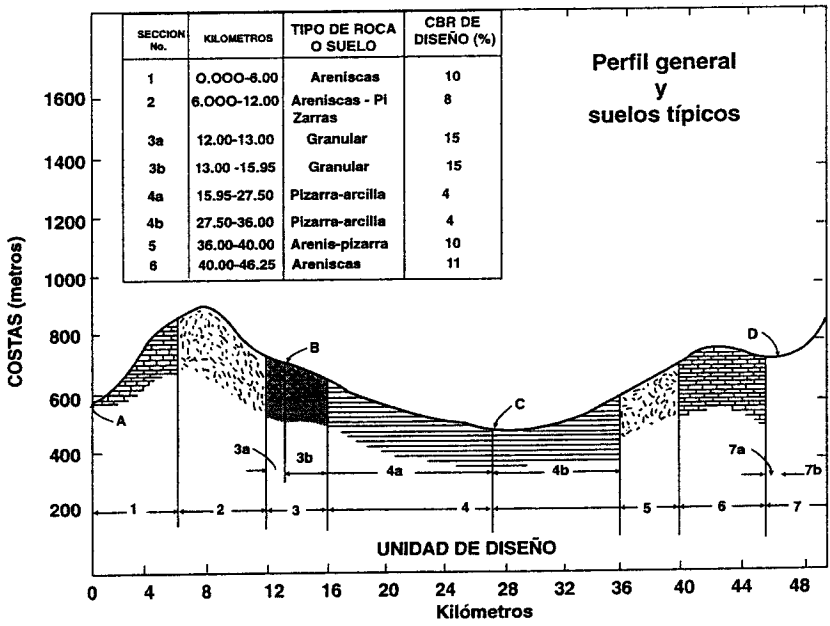
- **Clima:** El régimen de lluvias es moderado en los primeros kilómetros y alcanza 500 mm/año. Más allá del punto B la intensidad aumenta, alcanzando más de 1.500 mm en el punto C; para volver a disminuir en la zona montañosa.

- **Condición de la vía:** Su comportamiento es variable, dependiendo principalmente de los suelos que atraviesa. La figura 5.2 muestra resultados detallados de los suelos encontrados en la unidad 4. Las líneas continuas horizontales muestran los tramos donde el comportamiento ha sido más deficiente, los cuales coinciden con la presencia de suelos arcillosos de baja capacidad de soporte. La figura también muestra los puntos localizados donde ocurren filtraciones de agua durante determinados períodos del año.

- **Unidades de diseño:** La figura 5.1 muestra que la vía se ha dividido en 7 grandes unidades, dependiendo de las condiciones del suelo y del régimen de lluvias. A su vez, las unidades 3 y 4 se han subdividido teniendo en cuenta las diferencias del tránsito.

WWW.LITECSA.C





SECCION No.	KILOMETROS	TIPO DE ROCA O SUELO	CBR DE DISEÑO (%)
1	0.000-6.00	Areniscas	10
2	6.000-12.00	Areniscas - Pi Zarras	8
3a	12.00-13.00	Granular	15
3b	13.00 -15.95	Granular	15
4a	15.95-27.50	Pizarra-arcilla	4
4b	27.50-36.00	Pizarra-arcilla	4
5	36.00-40.00	Arenis-pizarra	10
6	40.00-46.25	Areniscas	11

Figura 5.1 - Tránsito, perfil general y suelos.

COM.EC 2587713

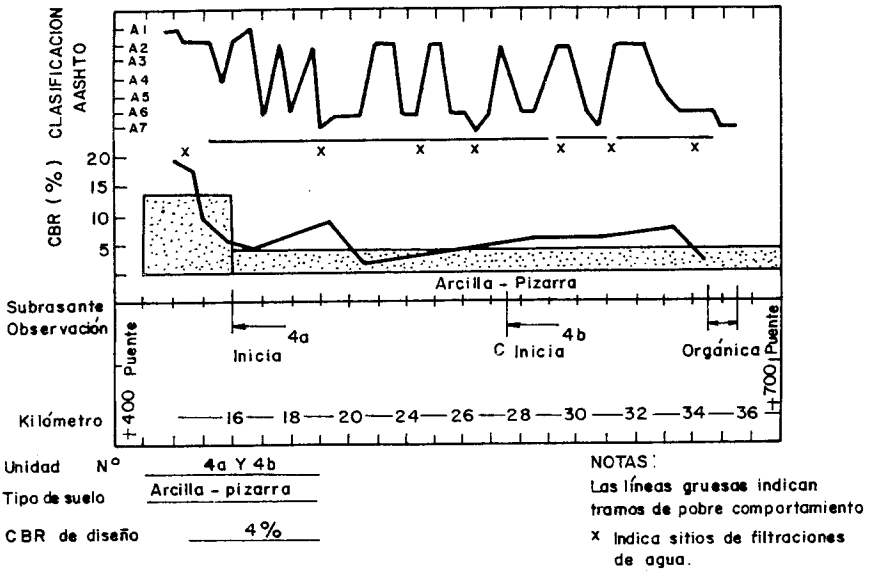


Figura 5.2 – Detalles de los suelos de la Unidad 4.

- **Suelos predominantes:** Los ensayos de identificación de los suelos de subrasante (figura 5.3) indican que éstos varían entre A1 y A7 según el sistema AASHTO de clasificación de suelos de manera aleatoria, sin que ninguno se presente de manera continua en una longitud suficiente que amerite una subdivisión de la unidad. Por tal motivo, y teniendo en cuenta que los suelos finos controlarán el diseño y el comportamiento del pavimento, se adoptan como suelos predominantes los del grupo A-6, sobre los cuales se concentrarán los ensayos de resistencia.

- **Ensayos de resistencia:** Considerando la recomendación de realizar entre 6 y 8 ensayos de resistencia sobre el suelo predominante de una unidad, se han efectuado 8 pruebas CBR en el laboratorio sobre muestras del suelo A6, compactadas en las condiciones de humedad y densidad apropiadas, las cuales han sido sometidas a inmersión teniendo en cuenta la proximidad del nivel freático y el régimen de lluvias imperante. Los resultados de las 8 pruebas fueron los siguientes: 5.0; 2.0; 7.0; 2.0; 8.0; 7.0; 9.0 y 5.0.

WWW.LITECSA.C

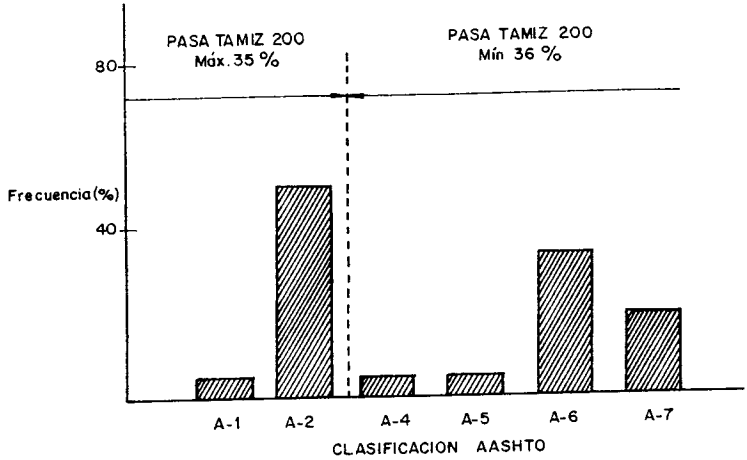


Figura 5.3 – Distribución de la clasificación de los suelos de la unidad 4ª.

- **Resistencia de diseño:** El valor de la resistencia de diseño deberá ser aquel igualado o superado por el 75% de los resultados de los ensayos. Su determinación resulta clara con ayuda de la Tabla 5.7 y de la Figura 5.4. La tabla muestra el cálculo de los porcentajes de valores que igualan o superan cada valor de resistencia y en la figura, que es su representación gráfica, se determina el valor de resistencia correspondiente al percentil 75, el cual resulta ser 4.0.

Tabla 5.7
Ejemplo de determinación de la resistencia de diseño

Resultados de ensayos (de menor a mayor)	Número de resultados mayores o iguales	Porcentaje de resultados mayores o iguales
2.0	8	(8 / 8)*100 = 100
2.0		
5.0	6	(6 / 8)*100 = 67
5.0		
7.0	4	(4 / 8)*100 = 50
7.0		
8.0	2	(2 / 8)*100 = 25
9.0	1	(1 / 8)*100 = 13

COM.EC 2587713

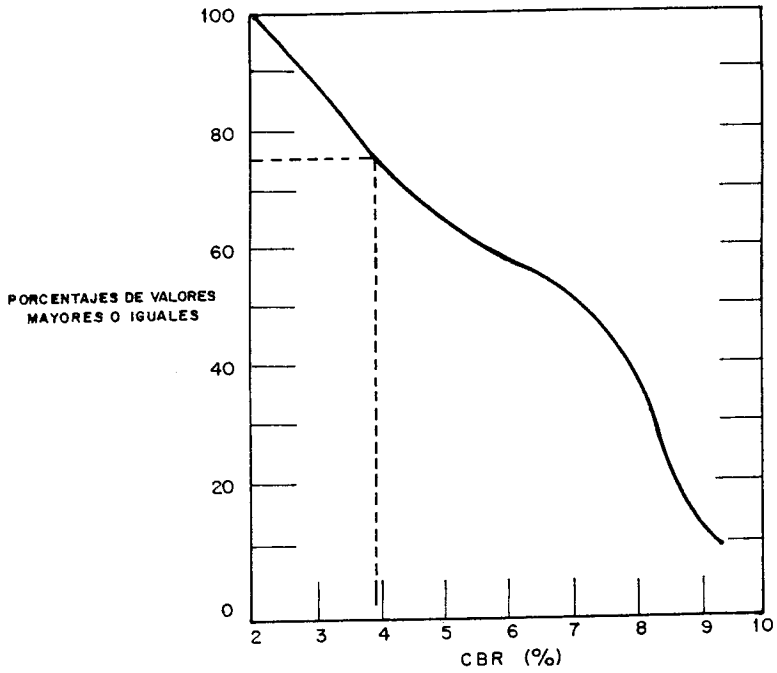


Figura 5.4 – Porcentaje de Valores de Ensayo para el problema del ejemplo.

El diseño debe contemplar, también, la necesidad de atender los puntos débiles debidos a condiciones anormalmente altas de humedad de la subrasante. Esta atención puede incluir el diseño de obras de drenaje y de tratamientos de mejoramiento de los suelos de subrasante.

5.2.5 Selección de la estructura

Para determinadas condiciones de resistencia de la subrasante y nivel de tráfico el catálogo ofrece una serie de estructuras equivalentes que se constituyen en alternativas de diseño. El ingeniero mediante la juiciosa ponderación del conjunto de circunstancias presentes en el proyecto en estudio deberá decidir cual de tales alternativas propone como diseño. Algunos de los aspectos a considerar son los siguientes:

- La posibilidad de obtener materiales granulares a distancias razonables del proyecto.

WWW.LITECSA.C

- La posibilidad de disponer de plantas asfálticas en caliente en el área de influencia de la obra.
- La posibilidad de estabilización de ligantes hidráulicos o bituminosos de los suelos in-situ a costos razonables.
- La experiencia de los constructores de la zona en determinado tipo de estructura de pavimento.
- La pluviometría de la región. En regiones muy lluviosas convendría estructuras impermeables constituidas por capas de base estabilizadas.
- La intensidad de vehículos livianos que utilizarían la carretera. En el caso de ser importante el número de automóviles convendría proporcionar una superficie de rodadura lo más suave posible como por ejemplo una capa de Arena-Asfalto.
- El costo global de la estructura. En el inciso 5.6 se ilustra el concepto y la metodología de cálculo de este parámetro.

Conservación

Importancia de la conservación

La conservación del pavimento de una vía es el conjunto de actividades que tienen por objeto mantener sus características de serviciabilidad de tal manera que el transporte de personas y mercancías resulte en todo momento seguro, cómodo y económico.

Si la conservación es insuficiente o inadecuada la acción agresiva de las cargas de los vehículos y del clima van degradando progresivamente la condición superficial y estructural de la calzada conllevando a menores velocidades de operación, mayores tiempos de viaje y un deterioro prematuro de los vehículos sumados a incrementos en los consumos de combustible, lubricantes y llantas. Estos sobrecostos en la operación vehicular se deben al mayor trabajo mecánico (aceleraciones y frenadas) necesario para sortear las irregularidades superficiales de la calzada tales como deformaciones y baches.

De lo anterior se concluye la importancia de acometer las acciones de conservación en forma oportuna y eficaz para así garantizar a los usuarios de la carretera el nivel de servio adecuado.

COM.EC 2587713

Definiciones

Período de diseño estructural

Es el lapso durante el cual la estructura que se diseña deberá funcionar con un nivel de serviciabilidad superior al mínimo sin requerir de acciones de conservación diferentes a la de un mantenimiento rutinario.

Período de análisis económico

Es el lapso en el cual se analizan los costos asociados a la operación de la vía. Generalmente este período es más amplio que el período de diseño e involucra una o varias rehabilitaciones de la estructura que implican dos o mas ciclos de vida del pavimento.

Conservación rutinaria (CR)

Es el conjunto de actividades que se realizan en forma permanente y sistemática y que consisten en:

- Limpieza de cunetas, descoles, alcantarillas, y demás obras de drenaje superficial y sub-drenaje.
- Limpieza de bermas
- Rocería de taludes y zonas laterales
- Eventual parcheo localizado

Intervención de rehabilitación

Una vez que el pavimento ha cumplido su período de diseño estructural y se supone está llegando al Índice de Serviciabilidad terminal es necesario REHABILITAR la estructura para que preste un servicio satisfactorio durante un nuevo ciclo de vida. Esta rehabilitación consiste generalmente en la construcción de una o más capas que además de ofrecer aporte estructural llevan la condición superficial a un Índice de Serviciabilidad óptimo. Las acciones de rehabilitación consideradas en el presente Manual (entre otras muchas opciones) son las siguientes:

R1 : Escarificado + 15 cm de base granular no tratada + T.S.D.

R2 : Escarificado + 20 cm de base granular no tratada + T.S.D.

R3 : Riego de liga + 5 cm de M.A.F. + L.A.-2

R4 : Riego de liga + 6 cm de M.A.F. + L.A.-2

WWW.LITECSA.C

R5 : Riego de liga + 5 cm de Arena- Asfalto mezclado en caliente.

R6 : Riego de liga + 6 cm de Arena- Asfalto mezclado en caliente.

Estrategia de conservación

Es el conjunto de actividades de conservación (rutinaria y de rehabilitación) localizadas en el tiempo a lo largo del período de análisis económico para garantizar permanentemente un nivel de serviciabilidad satisfactorio a los usuarios de la carretera.

Valor residual (VR)

Al término del período de análisis económico, el pavimento de la carretera presenta una cierta condición superficial y estructural. El valor de la estructura en dicha condición se denomina VALOR RESIDUAL y se expresa como un porcentaje del costo inicial de construcción.

Estrategias de conservación sugeridas para los diferentes tipos de estructuras

En las Tablas 5.8, 5.9 y 5.10, se sugieren algunas estrategias de conservación adecuadas para los diferentes tipos de estructuras contempladas en el catálogo y se indica además el valor residual de cada una de ellas para el caso de que se le hubiese implementado dicha estrategia.

Análisis de costos

Uno de los criterios para la selección de la alternativa estructural más adecuada en un caso específico es el COSTO GLOBAL de dicha alternativa. El costo de un pavimento no solo involucra su costo inicial de construcción sino también los costos anuales de la conservación rutinaria durante el período de análisis económico, el costo de las rehabilitaciones y el valor residual al término de dicho período de análisis.

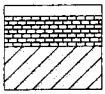
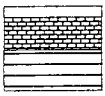
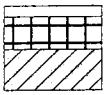
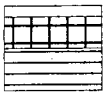
Cálculo del costo global actualizado de una alternativa estructural

La expresión para el cálçulo del costo global de una alternativa dada es la siguiente:

$$C_G = C_1 + C_2 + C_3 - V.R.$$

COM.EC 2587713

Tabla 5.8
Estrategias de conservación aplicables a estructuras con capa de rodadura constituida por T.S.D. y valor residual de dichas estructuras al término del período de análisis económico

CARTA DE DISEÑO	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	NIVEL DE TRÁNSITO	
		T1 Y T2	T3
1.1.	T.S.D. 	ALT1 : CR + R1 V.R. : 35 % ALT2 : CR + R3 V.R. : 40 %	ALT1 : CR + R2 V.R. : 35 % ALT2 : CR + R4 V.R. : 40 %
1.2.	T.S.D. 	ALT1 : CR + R1 V.R. : 35 % ALT2 : CR + R3 V.R. : 40 %	ALT1 : CR + R2 V.R. : 35 % ALT2 : CR + R4 V.R. : 40 %
1.3.	T.S.D. 	ALT1 : CR + R3 V.R. : 30 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 35 %
1.4.	T.S.D. 	ALT1 : CR + R3 V.R. : 30 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 35 %

Donde:

C_G: Es el costo global actualizado de la alternativa

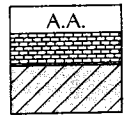
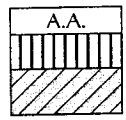
C_1: Es el costo actualizado al año cero (o año de análisis) de la construcción del pavimento. Incluye el costo directo, los costos indirectos, la utilidad del constructor y el costo de la interventoría.

C_2: Es la sumatoria de los costos anuales de la conservación rutinaria durante el periodo de análisis, actualizados al año cero.

C_3: Es la sumatoria de los costos de las rehabilitaciones en los años previstos para su ejecución, debidamente actualizados al año cero.

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.9
Estrategias de conservación aplicables a estructuras con capa de rodadura constituida por arena-asfalto y valor residual de dichas estructuras al término del período de análisis económico

CARTA DE DISEÑO	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	NIVEL DE TRANSITO	
		T1 Y T2	T3
2.1.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 20 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 20 % ALT2 : CR + R6 V.R. : 50 %
2.2.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R6 V.R. : 50 %
2.3.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 20 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 20 % ALT1 : CR + R6 V.R. : 50 %

V.R.: Es el valor residual de la estructura, actualizado al año cero.

La expresión detallada

$$C_G = C_1 + \left[\frac{C'_2}{(1+a)^1} + \frac{C'_2}{(1+a)^2} + \ldots \frac{C'_2}{(1+a)^n}\right] + \left[\frac{R_i}{(1+a)^i} + \frac{R_j}{(1+a)^j} + \ldots \frac{R_k}{(1+a)^k}\right] - \frac{V.R.}{(1+a)^n}$$

Donde:

C_G: Es el costo global actualizado de la alternativa

C_1: Es el costo inicial de construcción (en pesos del año cero)

C'_2: Es el costo anual de la conservación rutinaria expresado en $/año

a : Es la tasa de actualización del dinero, expresado en tanto por uno.

n : Es el número de años del período del análisis.

R_i: Es el costo de la rehabilitación prevista para el año i.

R_j: Es el costo de rehabilitación prevista para el año j.

COM.EC 2587713

Tabla 5.10
Estrategias de conservación aplicables a estructuras con capa de rodadura constituida por lechada asfáltica sobre mezcla abierta en frío y valor residual de dichas estructuras al término del período de análisis económico.

CARTA DE DISEÑO	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	NIVEL DE TRÁNSITO	
		T1 Y T2	T3
3.1.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALTI : CR + R4 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R6 V.R. : 50 %
3.2.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALTI : CR + R4 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R6 V.R. : 50 %
3.3.		ALT1 : CR + R3 V.R. : 40 % ALT2 : CR + R5 V.R. : 50 %	ALT1 : CR + R4 V.R. : 40 % ALT1 : CR + R6 V.R. : 50 %

R_k: Es el costo de rehabilitación prevista para el año k.

V.R: Es el valor residual de la estructura al término del año n, es decir al final del período de análisis económico.

Para las condiciones siguientes la expresión se indica a continuación:

Período de diseño estructuras: 10 años

Período de análisis económico: 20 años

Única rehabilitación al término del año 10

Tasa de actualización = 12% (Corresponde a la tasa generalmente en Colombia por recomendación de los organismos internacionales de crédito).

$$C_G = C_1 + \left[\frac{C'_2}{(1+0.12)^1} + \frac{C'_2}{(1+0.12)^2} + \frac{C'_2}{(1+0.12)^{20}}\right] + \left[\frac{R_{10}}{(1+0.12)^{10}}\right] - \frac{V.R.}{(1+0.12)^{20}}$$

$$C_G = C_1 + 7.469\ C'_2 + 0.322\ R_{10} - 0.104\ V.R.$$

WWW.LITECSA.C

Ejemplo:

Establecer para un tramo de carretera que se desea pavimentar, cual de las tres alternativas estructurales seleccionadas presenta el menor costo global, es decir, cuál es la más económica

Parámetros generales de la evaluación:

Período inicial de proyecto: 10 años

Período de análisis económico: 20 años

Única rehabilitación al término del año 10

Tasa de actualización de dinero: 12%

Longitud del tramo a pavimentar: 20 kilómetros

Parámetros de las alternativas estructurales de pavimento:

Parámetros	Alt.1	Alt.2	Altt.3
Tipo de estructura	Carta 1.1	Carta 2.1	Carta 2.3
Nivel de tránsito	T3	T3	T3
Costo inicial de construcción C_1	3.750.000.000	4.200.000.000	3.900.000.000
Costo de la conservación rutinaria C_2 (en $/año)	28.000.000	19.000.000	22.000.000
Costo de la rehabilitación al décimo año R_{10}	1.500.000.000 R2(Tabla 6.1)	1.200.000.000 R6(Tabla 6.2)	800.000.000 R4(Tabla 6.2)
Valor residual de la estructura, expresado en porcentaje del costo inicial de construcción. V.R.	35%	50%	20%
Valor residual de la estructura, expresado en pesos V.R.	1.312.500.000	2.100.000.000	780.000.000
Costo global actualizado C_G	4.305.632.000	4.509.911.000	4.240.798.000

Cálculo del costo global actualizado (CG) de cada alternativa:

COM.EC 2587713

Alternativa 1:

$C_G = C_1 + 7.469\ C'_2 + 0.322\ R_{10} - 0.104\ V.R.$

$C_G = \$3.750.000.000 + (7.469 * \$21.000.000) + (0.322 * \$1.500.000.000) - (0.104 * \$1.312.500.000)$

$C_G = \$4.305.632.000$

Alternativa 2

$C_G = C_1 + 7.469\ C'_2 + 0.322\ R_{10} - 0.104\ V.R.$

$C_G = \$4.200.000.000 + (7.469 * \$19.000.000) + (0.322 * \$1.200.000.000) - (0.104 * \$2.100.000.000)$

$C_G = \$4.509.911.000$

Alternativa 3

$C_G = C1 + 7.469\ C'2 + 0.322\ R_{10} - 0.104\ V.R.$

$C_G = \$3.900.000.000 + (7.469 * \$22.000.000) + (0.322 * \$800.000.000) - (0.104 * \$780.000.000)$

$C_G = \$4.240.798.000$

De los cálculos anteriores se concluye que la más económica es la Alternativa 3.

Catálogo de estructuras

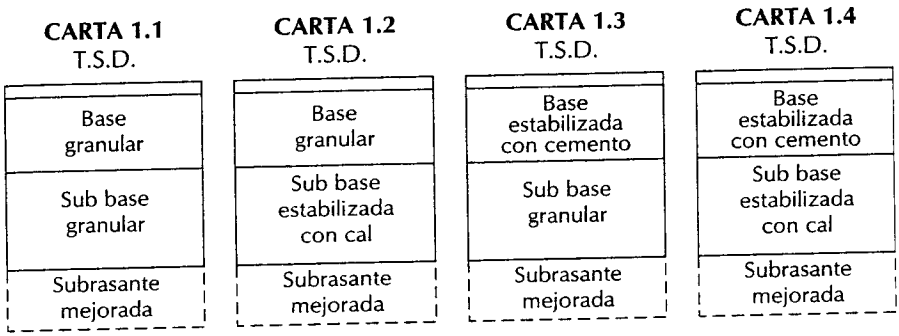
Las convenciones adoptadas para la representación de los diseños en las diferentes cartas, son las siguientes:

WWW.LITECSA.C

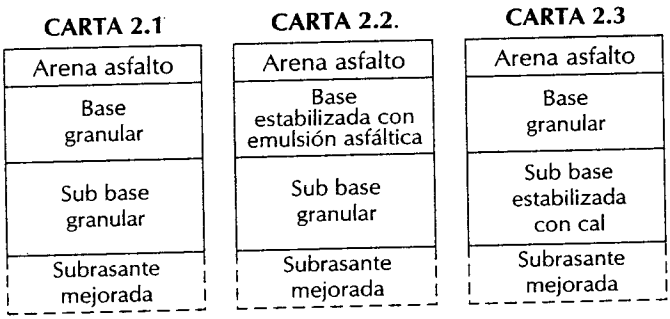
Tipos de estructuras consideradas en el manual

El catálogo del manual considera las siguientes estructuras tipo:

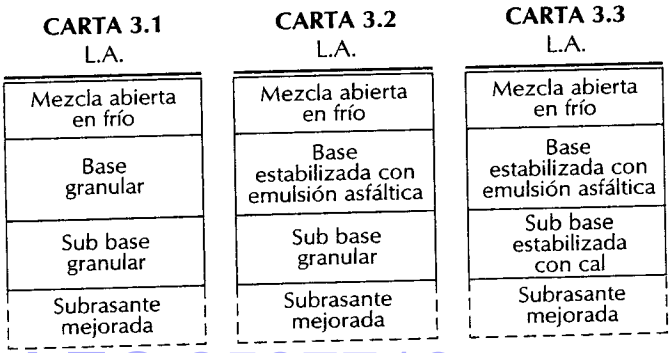
- Tratamiento superficial doble como capa de rodadura.



- Mezcla asfáltica densa tipo arena-asfalto como capa de rodadura.



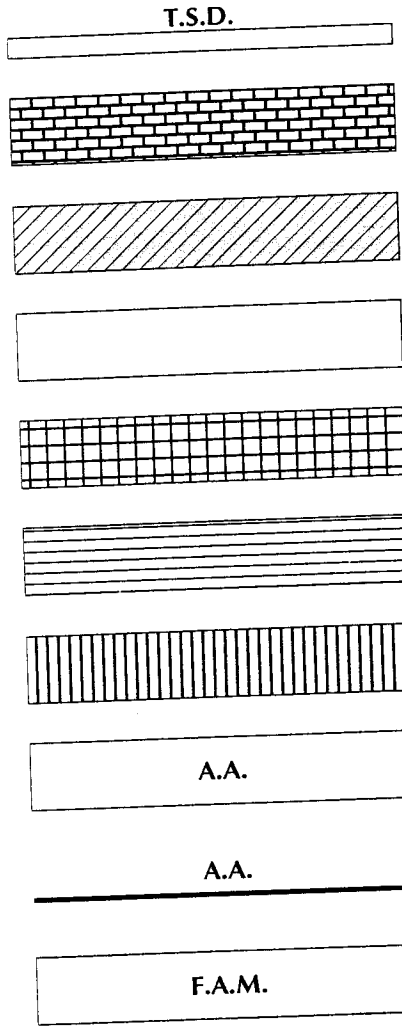
- Lechada asfáltica sobre mezcla abierta en frío como capa de rodadura.



COM.EC 2587713

Cartas de Diseño

Las cartas diseño incluidas en el método para las diferentes alternativas estructurales se presentan a continuación:



Tratamiento superficial doble

Base granular

Sub base granular

Subrasante mejorada

Base estabilizada con cemento

Sub base estabilizada con cal

Base estabilizada con emulsión asfáltica

Capa de rodadura de arena-asfalto

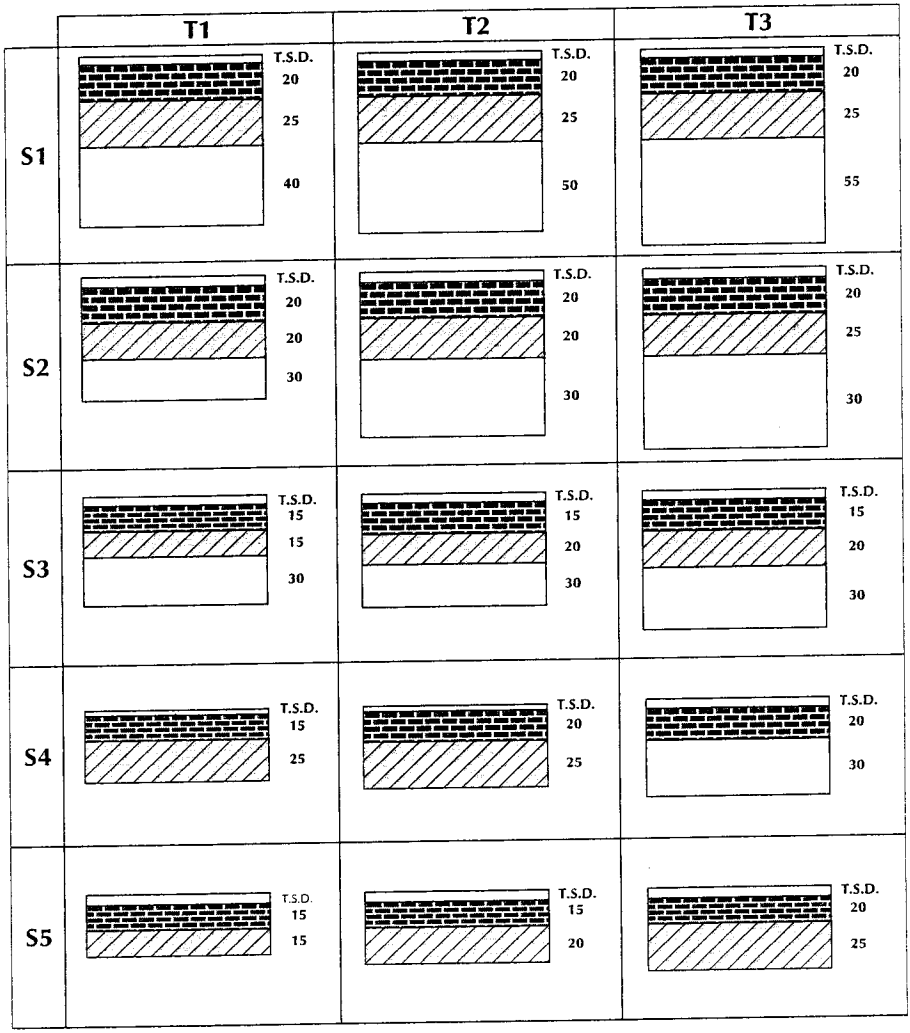
Lechada asfáltica

Mezcla abierta en frío

Los espesores de las diferentes capas están indicados en centímetros.

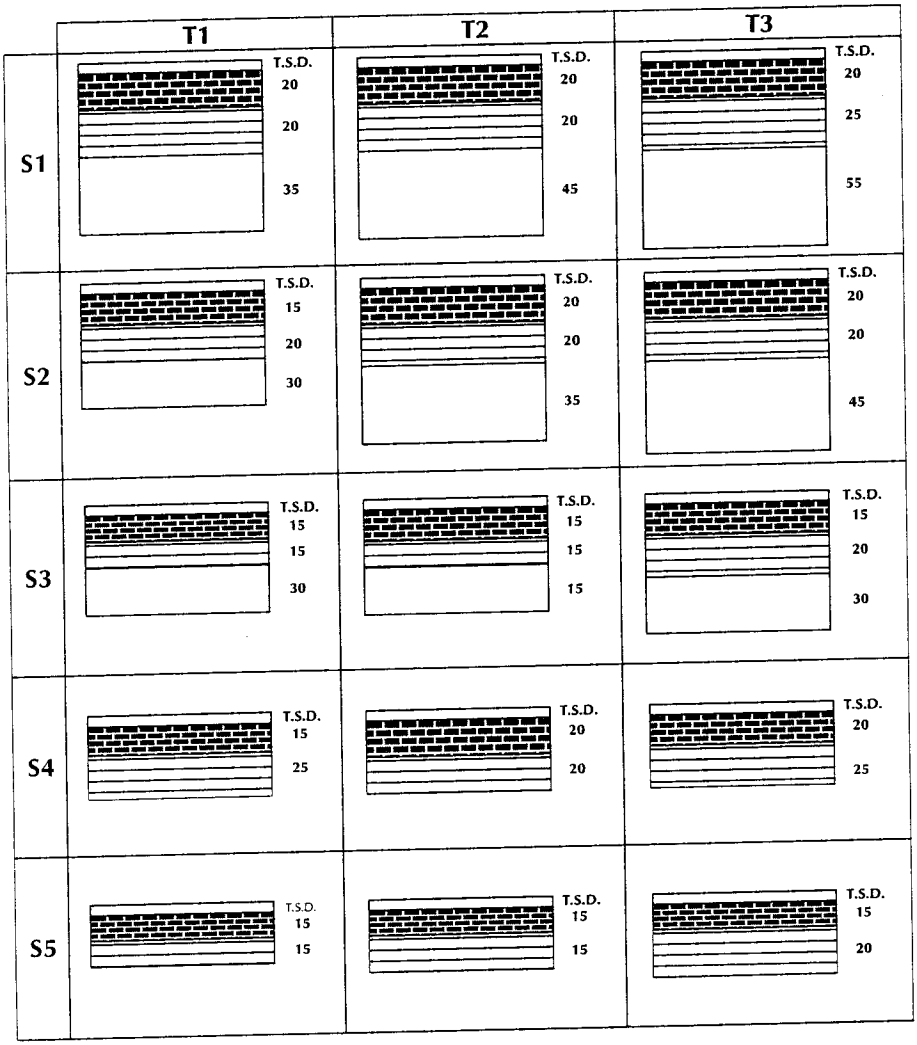
WWW.LITECSA.C

Carta 1.1
Tratamiento superficial doble y base y sub-base granulares



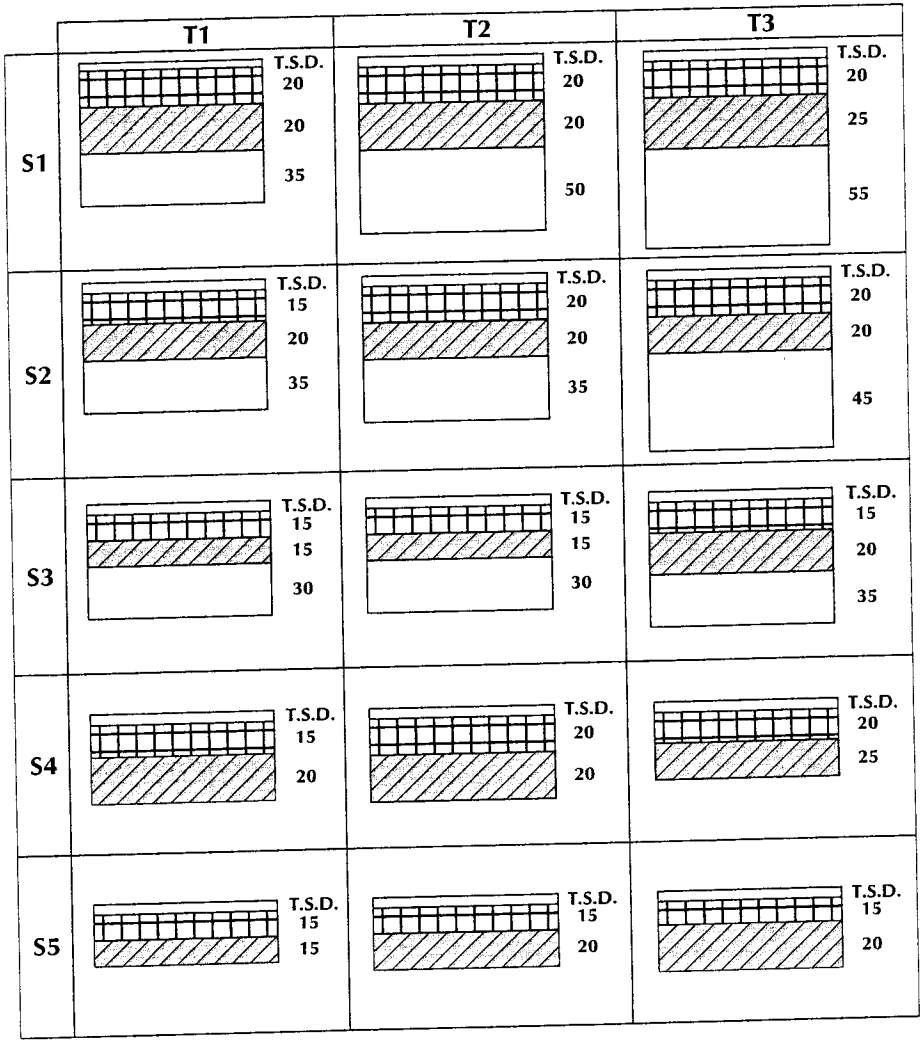
COM.EC 2587713

Carta 1.2
Tratamiento superficial doble, base granular y sub-base estabilizada con cal



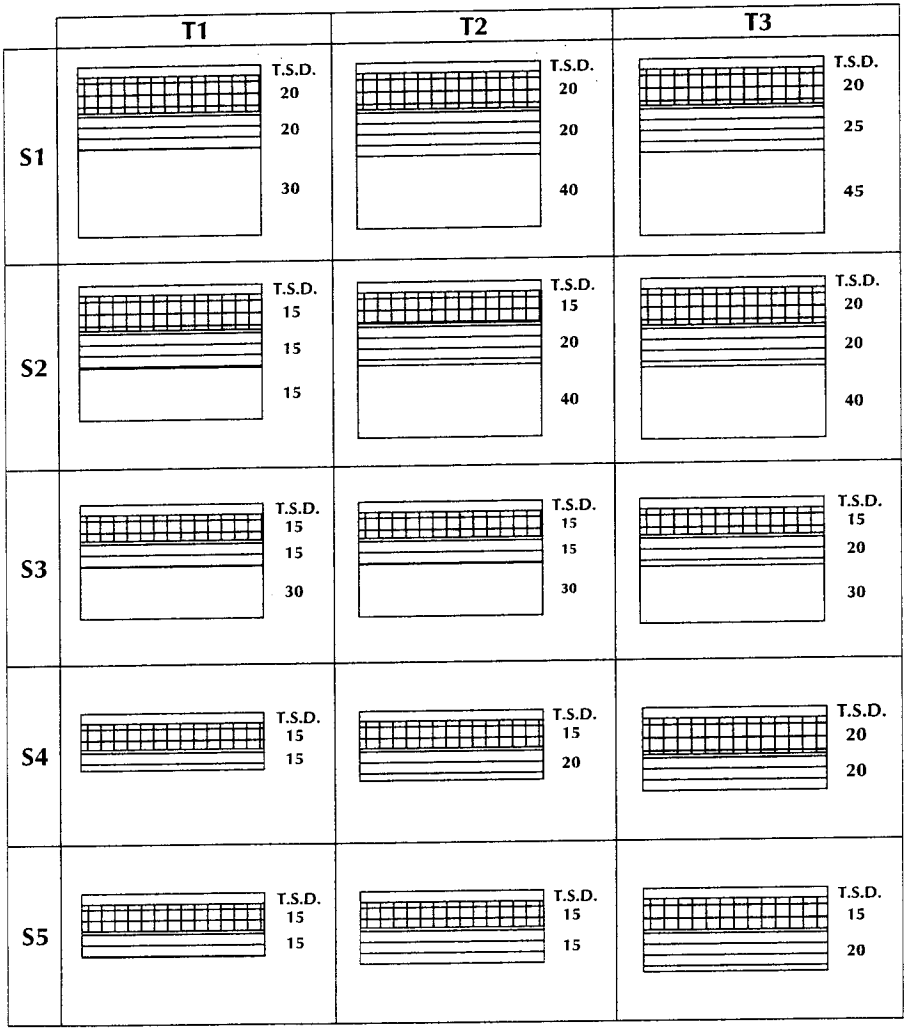
WWW.LITECSA.C

Carta 1.3
Tratamiento superficial doble, base estabilizada con cemento y sub-base granular



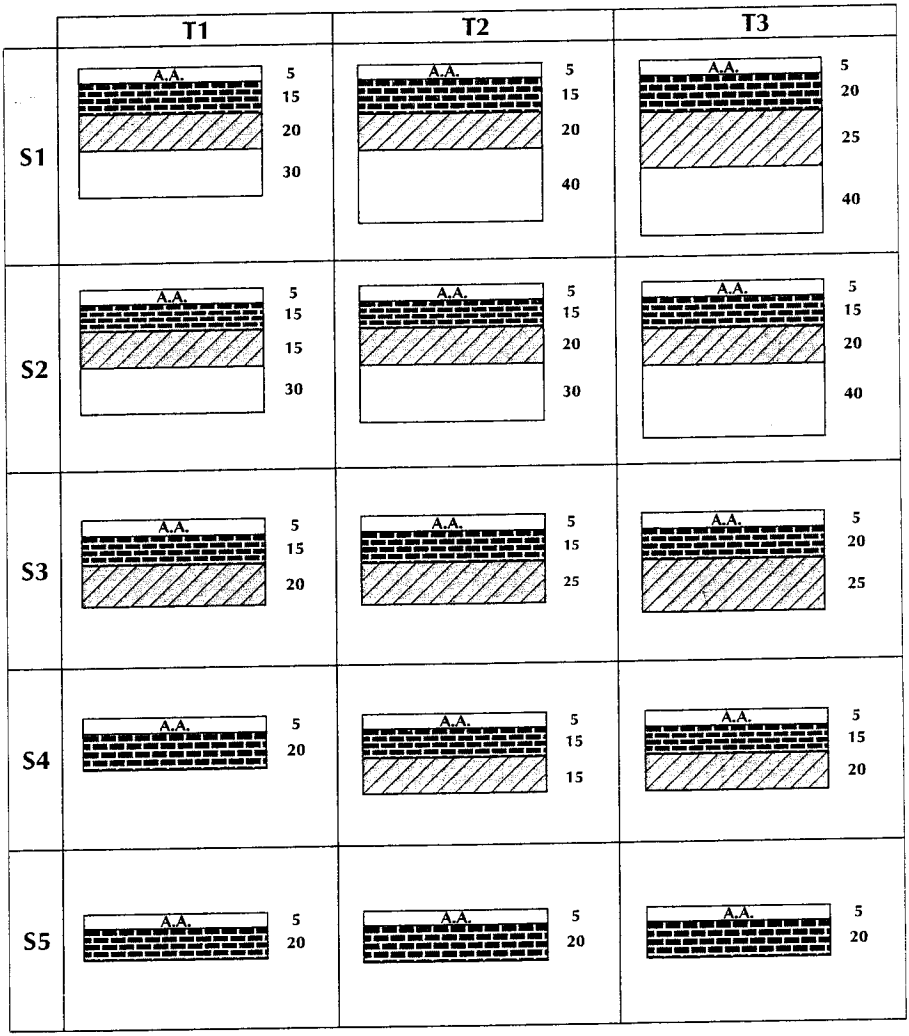
COM.EC 2587713

Carta 1.4
Tratamiento superficial doble, base estabilizada con cemento y sub-base estabilizada con cal



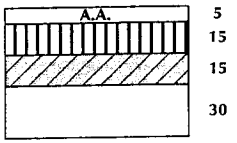
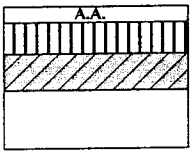
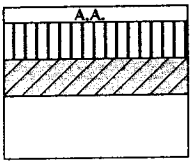
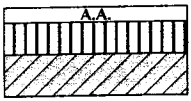
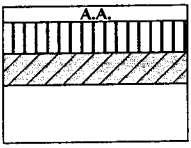
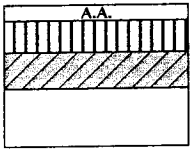
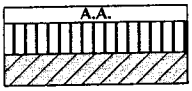
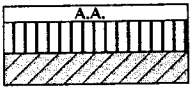
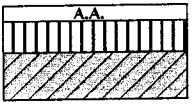
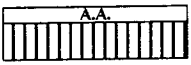
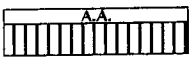
WWW.LITECSA.C

Carta 2.1
Rodadura arena-asfalto y base y sub-base granulares



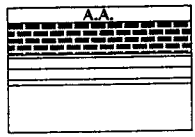
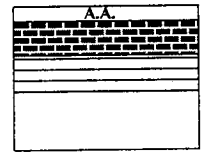
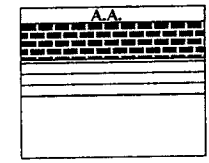
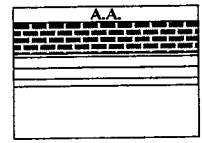
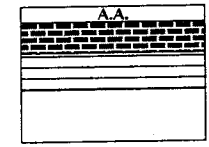
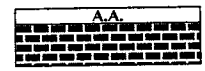
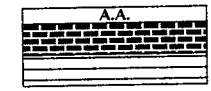
COM.EC 2587713

Carta 2.2
Rodadura de arena - asfalto, base estabilizada con emulsión asfáltica y sub-base granular

	T1	T2	T3
S1			
S2			
S3			
S4			
S5			

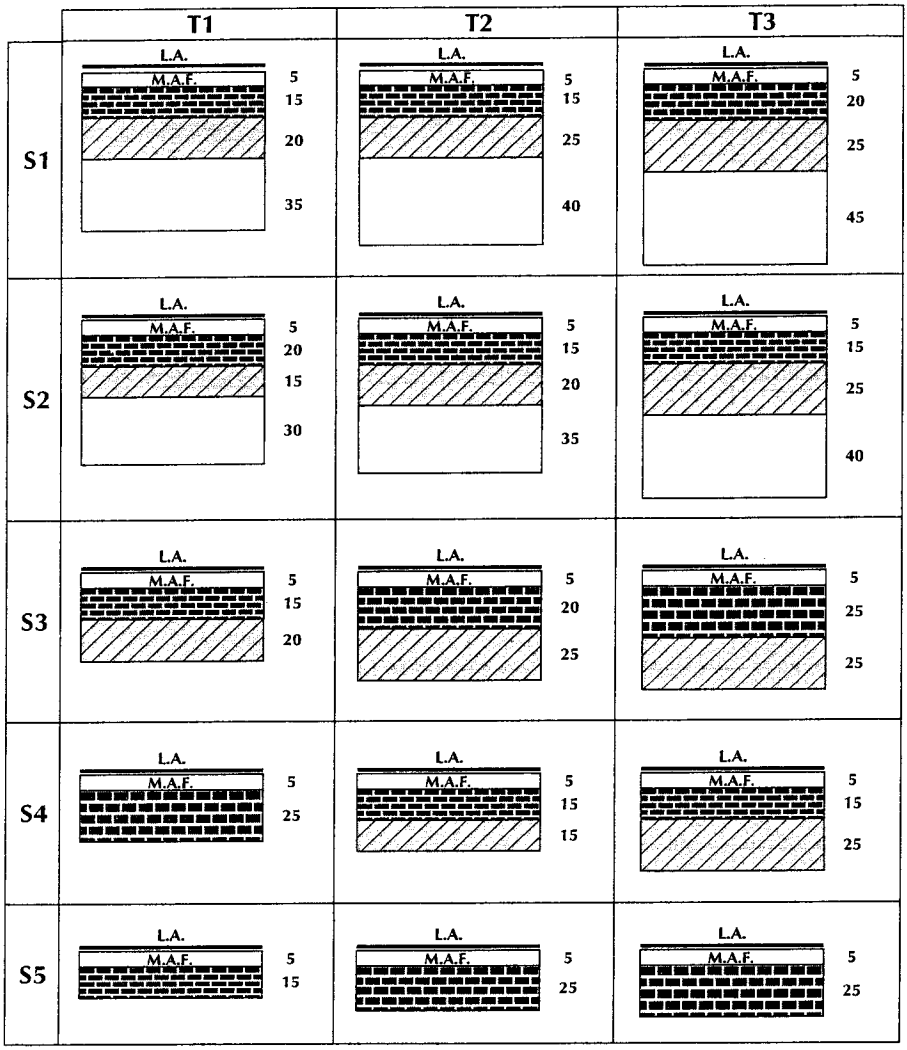
WWW.LITECSA.C

Carta 2.3
Rodadura de arena - asfalto, base granular y sub-base estabilizada con cal

	T1	T2	T3
S1			
S2			
S3			
S4			
S5			

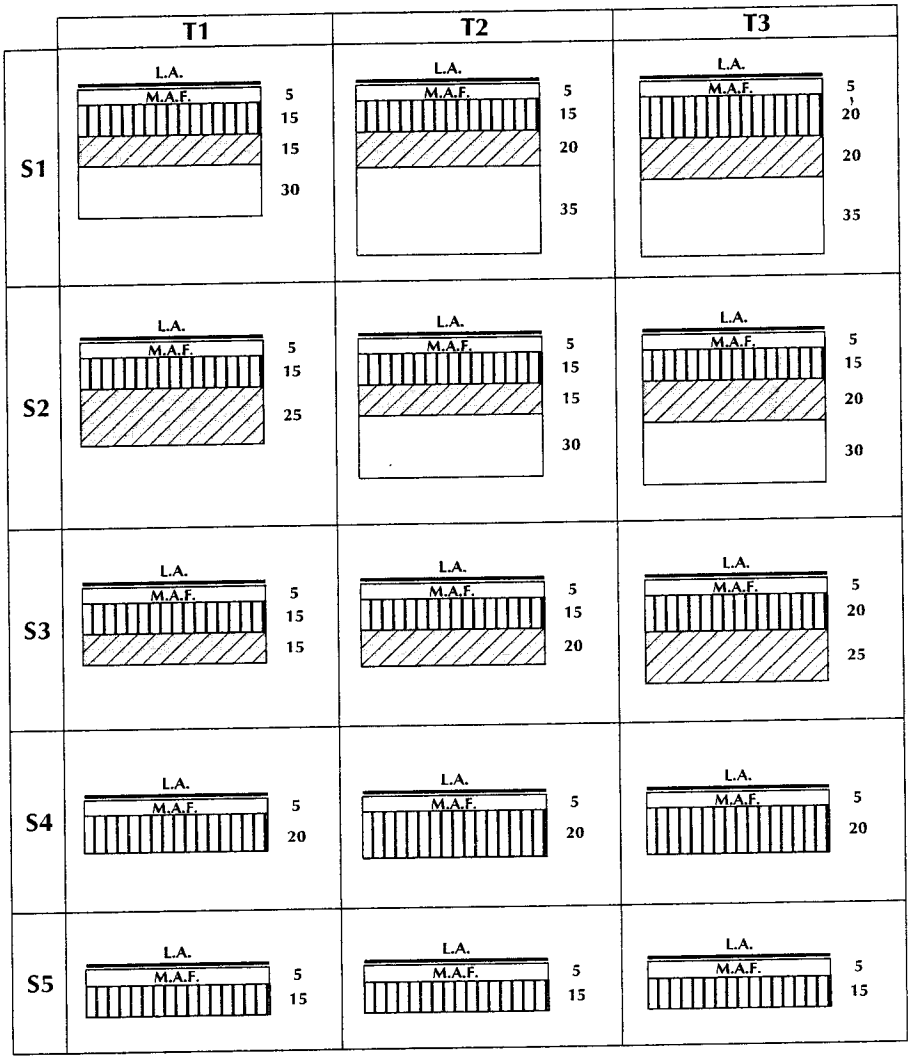
COM.EC 2587713

Carta 3.1
Lechada asfáltica sobre mezcla abierta en frío y base y sub-base granulares



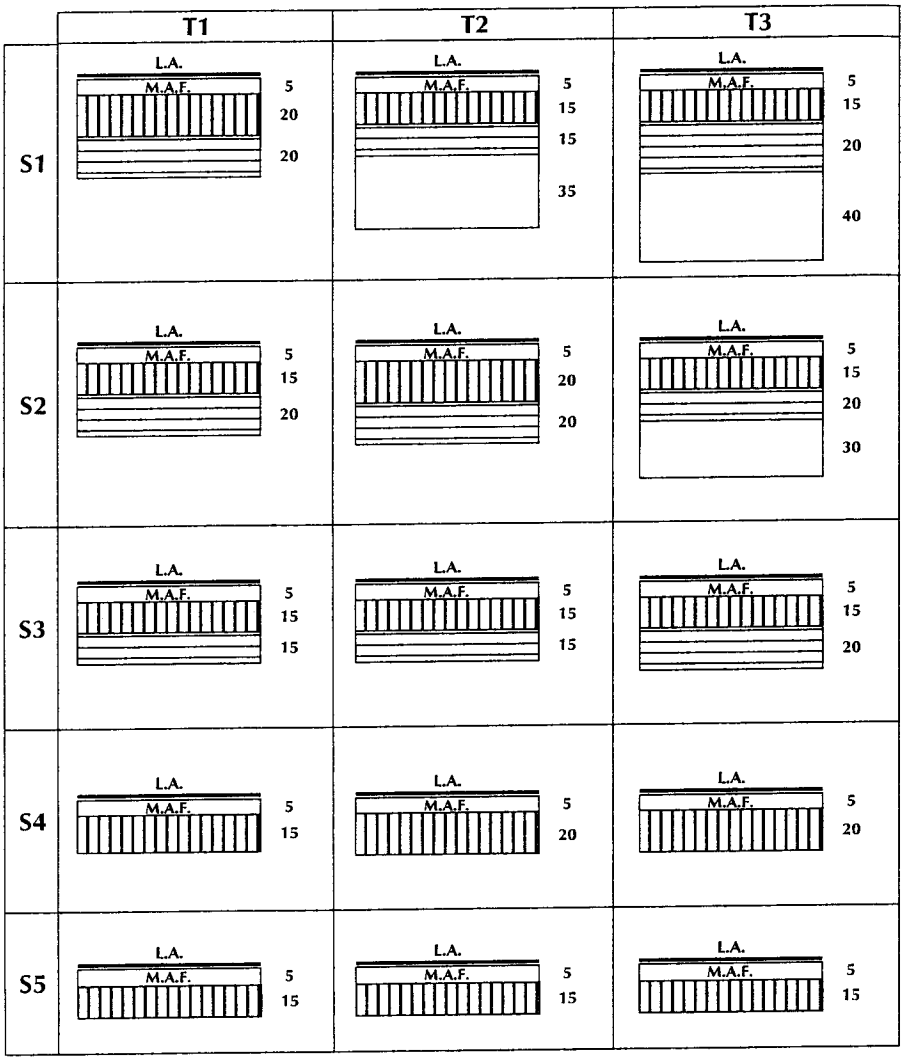
WWW.LITECSA.C

Carta 3.2
Lechada asfáltica sobre mezcla abierta en frío, base estabilizada con emulsión asfáltica y sub-base granular



COM.EC 2587713

Carta 3.3
Lechada asfáltica sobre mezcla abierta en frío, base estabilizada con emulsión asfáltica y sub-base estabilizada con cal



WWW.LITECSA.C

5.3 MÉTODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN VÍAS CON MEDIOS Y ALTOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

5.3.1 Introducción

Los procedimentos para el diseño estructural de pavimentos asfálticos por este método de diseño es aplicable a carreteras y autopistas interurbanas y caminos rurales en la República de Colombia. No contempla los diseños de pavimentos para áreas urbanas ni los pavimentos de hormigón de cemento portland.

Los diseños y metodología están basados en una combinación de métodos existentes, experiencia y la teoría fundamental de comportamiento de estructuras y materiales. Sin embargo, los procedimientos propuestos no necesariamente excluyen otros métodos de diseño, pudiendo el proyectista dar soluciones verificadas con otros instrumentos, pero respetando las recomendaciones generales dadas en el método. El catálogo de estructuras fue definido utilizando principalmente el método AASHTO.

La estructura del pavimento tiene el propósito de proteger la subrasante por medio de la provisión de capas de diferentes materiales con el fin de alcanzar el nivel de servicio deseado, con rehabilitación durante el período de análisis al menor costo posible. Para ello, se deberán considerar factores de tiempo, tránsito, materiales, suelos de subrasante, condiciones ambientales, detalles constructivos y económicos. El método cubre un rango de tipos de pavimentos y materiales actualmente usados en la práctica local, además de nuevas tipologías que se incluyeron por la eficiencia demostrada en otros lugares del mundo con características similares a las colombianas.

El método de diseño pretende uniformizar los estudios de pavimentos en el país y lograr soluciones equivalentes mediante la utilización del catálogo donde todas las estructuras propuestas tienen iguales índices de serviciabilidad inicial y final.

Período de análisis y período de diseño estructural

El período de análisis (PA) es un período convenientemente planeado durante el cual es indeseable una reconstrucción de la vía. El período de diseño estructural (PDE) está definido como el período durante el cual está previsto, con alto grado de confiabilidad, que no se requerirá ningún mantenimiento estructural. Con el fin de satisfacer el objetivo del diseño, de seleccionar el pavimento óptimo en términos del valor presente de los costos globales, es

COM.EC 2587713

necesario considerar la forma en que se espera que el pavimento se desempeñe durante el período de análisis. La manera en que la estrategia de diseño puede ser presentada dependerá, en gran medida, de la relación entre deterioro y tiempo y/o número de ejes equivalentes, la cual muestra una tendencia generalizada de la disminución en calidad de circulación con el tiempo y el número acumulado de ejes equivalentes.

Selección del período de análisis y del período de diseño estructural

Para la selección de los períodos de análisis y diseño, las vías se clasifican como se presenta en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11
Categorías de las vías

	Categoría de la vía			
	I	**II**	**III**	**Especial**
Descripción	Autopistas interurbanas, caminos interurbanos principales	Colectoras interurbanas, caminos rurales e industriales principales	Caminos rurales con tránsito mediano, caminos estratégicos	Pavimentos especiales e innovaciones
Importancia	Muy importante	Importante	Poco importante	Importante a poco importante
Tránsito promedio diario	> 5000	1.000 - 10.000	< 1.000	< 10.000

Selección del período de análisis

El período de análisis es un período de cómputo de costos reales en vías nuevas. Existe una diferente entre el período de análisis y el período total sobre el cual la ruta es usada. El período de análisis es a menudo relacionado con la vida geométrica. Si el trazado de la vía es fijo, se debe usar un período de análisis relativamente largo (por ejemplo, 30 años). En el caso de una vida geométrica corta, en una situación de tránsito cambiante, se debe usar un período de análisis corto. En el caso de un pavimento de vida limitada (por ejemplo, caminos de penetración) se deberá usar también un período de análisis más corto. El período de análisis influirá el valor residual, usado en el capítulo No. 8. La tabla 5.12 muestra los rangos y períodos de ánalisis recomendados. Estos valores deberán ser usados para el análisis económico, de no existir información disponible más detallada.

WWW.LITECSA.C

Selección del período de diseño estructural

Categoría I

Para las carreteras de la categoría I, el período de diseño estructural debe ser razonablemente largo debido a que:

- No es políticamente aceptable para las autoridades de carreteras cargar con grandes rehabilitaciones a pavimentos recientemente construidos.
- Los costos de los usuarios son altos y los costos originados por interrupciones del tránsito probablemente cancelen cualquier ahorro resultante de la elección de un período de diseño estructural más corto.
- La geometría de la vía es normalmente fija.

El período de diseño estructural adoptado en este método es de 20 años para los pavimentos de categoría I, como se muestra en la tabla 5.13.

Categoría II

Para las carreteras de la categoría II, el período de diseño estructural puede variar dependiendo de las circunstancias. Períodos de diseño estructural largos (20 años) serán elegidos cuando las circunstancias sean las mismas que para los caminos de la categoría I. Los factores que pueden derivar en la elección de períodos de diseño estructural más cortos incluyen:

- Una vida geométrica corta debido a una situación de tránsito cambiante.
- Una carencia de fondos a corto plazo.
- Una falta de confianza en las suposiciones de diseño, especialmente en el tránsito de diseño.

Los períodos de diseño estructural pueden variar entre 10 y 20 años. Normalmente se usará un período de 15 años, como se muestra en la Tabla 5.13.

Categoría III

Para las vías de la categoría III usualmente es más económico seleccionar un periodo de diseño estructural corto de 10 años. Sin embargo, cuando la rehabilitación estructural al final de dicho tiempo sea dificultosa o no práctica, se puede seleccionar un período más largo de 20 años, según muestra la Tabla 5.13.

Estimación del tránsito de diseño

En la determinación del tránsito para el diseño de pavimentos asfálticos. El cálculo tiene como objetivo la cuantificación del número acumulado de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas (N) que circularán por el carril de diseño

COM.EC 2587713

durante un determinado período de diseño, que normalmente oscila de diez (10) a veinte (20) años según la categoría de la vía, seleccionada en el capítulo 2 de la presente guía de diseño.

Tabla 5.12
Períodos de análisis recomendados

Categoría de la vía	Período de análisis (P.A.) años		
	Rango	Período recomendado	
		Geometría fija	Condiciones inciertas
I	20-40	30	-
II	15-30	30	25
III	10-30	30	20
Especial	10-30	30	20-25

Tabla 5.13
Períodos de diseño estructural recomendados

Categoría de la vía	Período de diseño (P.D.E.) años	
	Rango	Recomendado
I	10-30	20
II	10-20	15
III	10-20	10
Especiales	7-20	10-15

Rangos de tránsito considerados

Analizando la información del tránsito de la red vial nacional colombiana, las tendencias de crecimiento y desarrollo del país, se establecieron los siguientes rangos para fines de la metodología de diseño, expresados en número de ejes simples equivalentes a 8.2 toneladas que circularán en el carril de diseño durante el período de diseño.

Es importante anotar que los tránsitos menores a $0.5 * 10^6$ ejes equivalentes están contemplados en el método de diseño de pavimentos asfálticos para vías de bajo tránsito del Instituto Nacional de Vías.

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.14 Rangos de tránsito contemplados en el método de diseño	
Designación	**Rangos de tránsito acumulado por carril de diseño**
T1	$0.5 - 1 * 10^6$
T2	$1 - 2 * 10^6$
T3	$2 - 4 * 10^6$
T4	$4 - 6 * 10^6$
T5	$6 - 10 * 10^6$
T6	$10 - 15 * 10^6$
T7	$15 - 20 * 10^6$
T8	$20 - 30 * 10^6$
T9	$30 - 40 * 10^6$

Distribución direccional y por carril de vehículos pesados

Para el cálculo del tránsito equivalente por carril de diseño, se debe determinar la distribución porcentual de vehículos pesados de acuerdo con las características particulares de las condiciones de tránsito en la vía en estudio. Mediante observación, se determina la distribución direccional (Fd) de los vehículos comerciales o bien se adopta una distribución del 50% en cada dirección. Posteriormente, se corrige el número de vehículos comerciales en cada dirección por un factor de distribución por carril (Fca) en función del número de carriles en cada sentido, para lo cual se recomienda la tabla 5.15 sugerida por la AASHTO.

Tabla 5.15 Factor de distribución por carril	
Número total de carriles en cada dirección	**Factor de distribución para el carril de diseño (Fca)**
1	1.0
2	0.90
3	0.75

COM.EC 2587713

Proyección del tránsito y cálculo del número de ejes equivalentes en el período de diseño

Según el grado de detalle de la información que se pueda obtener en cada proyecto, se contemplan dos niveles para el pronóstico del tránsito:

- *Nivel 1:* Pronosticar el número de ejes equivalentes acumulados en el período de diseño como simple expansión del número de ejes equivalentes en el año base, mediante fórmulas simples. En este caso, se necesita conocer el tránsito promedio diario, el porcentaje de vehículos comerciales y el factor de equivalencia de carga global para el año inicial del proyecto únicamente y la definición de la tasa de crecimiento.

- *Nivel 2:* Pronosticar el número acumulado de ejes equivalentes en el carril de diseño y en el período de diseño, a partir de la extrapolación de la serie histórica del número de ejes equivalentes que se presentaron en cada uno de los años que conforman dicha serie. Para realizar este procedimiento, se requiere el conocimiento de la serie histórica del tránsito promedio diario, de las composiciones y el factor de equivalencia por tipo de vehículo en el año de estudio o año base. Si se cuenta con resultados de varios pesajes durante el lapso de la serie histórica, éstos se involucrarán en el cálculo y se aumentará así el nivel de refinamiento en el pronóstico de N.

5.3.2 Proyección del tránsito y cálculo del número de ejes equivalentes en el período de diseño para el nivel 1

Cuando no se posean series históricas de tránsito o existan pocos datos en una serie histórica, se realiza la cuantificación del tránsito equivalente utilizando información de conteos de tránsito de una semana de duración y tendencias de crecimiento representativas de la zona de proyecto.

En caso de una vía nueva donde no es factible la realización de conteos, la información se obtendrá de encuestas de origen y destino realizadas en la zona de influencia del proyecto.

La expresión general a aplicar en este nivel será la siguiente:

$$N = (No - Nc) * ((1+ r)^n - 1)/r + Nc$$

Donde:

N: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t que circularán por el carril de diseño durante el período de diseño (n).

WWW.LITECSA.C

No: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t que circularán por el carril de diseño en el año base o de puesta en servicio del pavimento.

Nc: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t ya soportados por el carril de diseño del pavimento durante la construcción del mismo.

r: Es la tasa de crecimiento anual de tránsito de vehículos comerciales.

n: Número de años del período de diseño.

- **Estimación del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año base (No)**

Con el objeto de estimar el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas acumulado durante el período de servicio es necesario obtener el tránsito equivalente al año base, que corresponde al año de habilitación de la vía al tránsito, previa corrección por el tránsito durante la construcción y el crecimiento propio desde el momento del diseño hasta el momento de habilitación.

Para la determinación del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año base (No), se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Durante la construcción, las distintas capas del pavimento se ven sometidas a esfuerzos adicionales importantes ocasionados por los propios equipos de construcción. Este aspecto es raramente considerado por los proyectistas debido a su difícil cuantificación; sin embargo, se cree conveniente que en el momento del diseño se le considere y para su cuantificación se tenga en cuenta la eficiencia de los procesos constructivos realizados por las firmas contratistas nacionales.

2. Otro de los aspectos importantes que se debe estudiar, es la estimación del crecimiento del tránsito debido al tiempo transcurrido entre el momento de conteo o estimación inicial hasta el momento de su efectiva puesta en servicio. Se incluye dentro de este período, el tiempo necesario para el proyecto, la gestión del financiamiento y la construcción de la obra.

3. Finalmente, se deben tener presentes las correcciones por el tránsito generado y atraído por la nueva carretera o pavimentación. En muchos casos, la corrección por este tipo de tránsito es igual o superior al tránsito observado en la carretera, siendo mayor la incidencia cuando menor sea el tránsito observado.

4. Con respecto al tránsito generado y atraído, si se trata de una nueva carretera se sugiere adoptar los mismos valores contemplados en el

COM.EC 2587713

estudio de diseño geométrico. En el caso de pavimentaciones de vías existentes, se deberán asumir estos valores de acuerdo con los criterios establecidos en los estudios de tránsito.

De acuerdo con lo anterior, el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año base, se puede expresar:

$$No = (N_i + N_a + N_g) * Fd * Fca + Nc$$

Donde:

No: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t que circularán en el carril de diseño en el año base o de puesta en servicio del pavimento.

N_i: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t en el año de la medición del tránsito o proyecto del pavimento, corregido por el tiempo transcurrido entre éste y la puesta en servicio del pavimento.

N_a: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t en el año base o de puesta en servicio, atraído de otras carreteras.

N_g: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t en el año base o de puesta en servicio, generados por la mejora de la carretera.

Nc: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 t ya soportados por el carril de diseño del pavimento durante la construcción del mismo.

Fd: Factor de distribución direccional.

Fca: Factor de distribución por carril.

Para la determinación del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas (N_i) en el año de la medición del tránsito o proyecto de pavimento se podrá optar por una de las siguientes formas, dependiendo de las condiciones específicas del proyecto:

1. Medición de volúmenes y pesajes.
2. Estimación a partir de mediciones anteriores.
3. Estimación por comparación con vías de características similares a la que se está proyectando.
4. Combinación de las tres opciones anteriores.

El procedimiento por comparación se podrá utilizar solamente a nivel de anteproyecto.

WWW.LITECSA.C

El más completo de los casos corresponde a aquel que tenga datos de los tránsitos promedios diarios y de la composición vehicular además del espectro de cargas, determinado a partir de pesajes realizados en el sitio. En este caso, se procederá a determinar el factor de equivalencia de ejes de 8.2 toneladas por tipo de vehículo pesado, para luego calcular el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año de la medición de tránsito o proyecto del pavimento, corregido por el tiempo transcurrido entre éste y la puesta en servicio del pavimento, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Ni = 365\sum Ci*Fi*(1 + r)^x$$

Donde:

Ni: Es el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año de la medición de tránsito o proyecto del pavimento, corregido por el tiempo transcurrido entre éste y la puesta en servicio del proyecto.

Ci: Es la cantidad de vehículos comerciales diarios del tipo (i) que circula por la ruta en el año de relevamiento y estudio del pavimento.

Fi: Es el factor de equivalencia que corresponde a cada pasada del vehículo comercial tipo (i).

r: Es la tasa de crecimiento anual de tránsito comercial, deducido de la serie histórica o asumida con base en parámetros macroeconómicos de la región.

x: Es el tiempo, en años, transcurrido entre proyecto y la puesta en servicio del pavimento.

Otra forma de presentar la expresión anterior es considerando el factor camión global:

$$Ni = (\sum Ci)*Fc*(1 + r)^x$$

Fc: Factor de equivalencia global para los vehículos comerciales o factor camión global.

$$Fc = \sum Ci*Fi/\sum Ci$$

- **Estimación de la tasa de crecimiento de los vehículos comerciales (r)**

Para la estimación de la tasa de crecimiento de los vehículos comerciales y como no se cuenta con datos de series históricas de tránsito, se sugiere asumir la tasa de crecimiento del tránsito (r) con base en los parámetros macroeconómicos como crecimiento del producto interno bruto, crecimiento del

COM.EC 2587713

parque automotor, etc. y analizando los parámetros de desarrollo de la región afectada por la vía.

A nivel de referencia, en la Tabla 5.16 se indican los rangos de valores de crecimiento de tránsito obtenidos en diferentes tramos de la red vial nacional, dependiendo de los niveles de tránsito promedio diario semanal.

Tabla 5.16
Tasas de crecimiento obtenidas en un muestreo de la red vial nacional

TPDS	Tasa de crecimiento (%)	
	Total vehículos	Vehículos comerciales
<500	6.0 - 6.5	5.5 - 6.0
500 - 1000	5.7 - 6.3	5.5 - 6.0
1000 - 2500	4.5 - 5.5	4.0 - 5.0
2500 - 5000	4.5 - 5.5	4.0 - 5.0
5000 - 10000	4.5 - 5.5	4.0 - 5.0
> 10000	4.0 - 6.0	3.0 - 5.0

Para la determinación de las tendencias de crecimiento del tránsito en la red vial colombiana administrada por el I.N.V., presentada en la Tabla 5.16, se dividió el país en ocho regiones, tratando de tener en cada una de ellas alto grado de homogeneidad. En cada región se escogieron doce tramos, de tal manera que se contará con dos para cada una de las categorías de tránsito preestablecidas, tomando como referencia el TPDS medido en el año 1994.

En el caso de que no se conozca la composición vehicular se puede tomar como referencia la Tabla 5.17 que presento el rango de valores porcentuales de composiciones vehiculares y de camiones, obtenidos en la red vial nacional para diferentes niveles de tránsito promedio diario semanal, encontrado con la misma muestra utilizada para las tasas de crecimiento.

- **Corrección del tránsito proyectado para garantizar una confiabilidad del 90% en la determinación del número de ejes equivalentes**

Una vez determinado N, el número de ejes equivalentes de 8.2 t en el período de diseño, se debe contemplar la confiabilidad requerida (del 90%) para acceder al catálogo de diseño; como se anotó en la introducción, el nivel de

WWW.LITECSA.C

confianza en la estimación del tránsito debe manejarse externamente porque en los diseños únicamente se involucró el error por comportamiento.

Tabla 5.17
Resumen de composición vehicular obtenida de la red vial nacional

Categoría	TPDS	Composición			Camiones				
		A	B	C	C2-P	C2-G	C3-4	C-5	>C6
1	<500	50-55	10-15	30-35	40-45	50-55	2-5	0-2	0-2
2	500-1000	55-60	7-12	25-30	35-40	50-55	2-5	0-2	0-2
3	1000-2500	55-60	7-12	25-30	25-30	50-55	5-10	5-10	5-10
4	2500 - 5000	60-65	7-12	25-30	25-30	45-50	5-10	5-10	5-10
5	5000 - 10000	65-70	7-12	20-25	25-30	45-50	5-10	5-10	5-10
6	>10000	65-70	7-12	15-20	30-35	45-50	5-10	5-10	5-10

Tomando como referencia los errores encontrados por la AASHTO, para estructuras de pavimentos flexibles, (0.49 para el error combinado de tránsito y comportamiento y 0.44 únicamente por comportamiento) y asumiendo una distribución normal para la diferencia entre el tránsito real y el estimado se encontró la expresión para proporcionar la confianza requerida en la variable tránsito:

$$N' = 10^{0.05Zr} * N$$

Donde:

N': Es el tránsito equivalente corregido para proporcionar un determinado nivel de confianza.

Zr: El correspondiente a una distribución normal y a la confiabilidad deseada.

Para el caso del 90% de confiabilidad el Zr es igual a 1.282 por lo tanto la expresión quedará:

$$N' = 1.159\ N$$

5.3.3 Proyección del tránsito y el cálculo del número de ejes equivalentes en el período de diseño para el nivel 2

En este nivel se dispone de datos históricos de tránsito. Los pasos a seguir son:

COM.EC 2587713

1. Establecer la serie histórica de TPDS de los últimos 10 años.

2. Convertir el TPDS observado en cada uno de los años de la serie histórica a ejes equivalentes acumulados durante ese año, en el carril de diseño.

Dicha conversión se deberá realizar para cada año de la siguiente manera:

$$N8.2t_{año\ i} = 365\ (TPDS_i * \%\ VC_i * Fc_{año\ i}) * Fd * Fca$$

donde:

$N8.2t_{año\ i}$: Número acumulado de ejes de 8.2 t que circularon en año i, en el carril de diseño.

año i: Es uno de los años de la serie histórica.

$TPDS_i$: Tránsito promedio diario semanal medido en el año i de la serie histórica (contabiliza el tránsito sumado en las dos direcciones).

$\%\ Vc_i$: Es el porcentaje de buses + camiones que se midió en el año i de la serie histórica

$FC_{año\ i}$: Es el factor de equivalencia global para vehículos comerciales o factor camión global del $año_i$. Su determinación se realiza mediante la expresión consignada para este fin en el numeral 5.3.2.

Fd: Factor de distribución direccional de los vehículos comerciales.

Fca: Factor de distribución por carril.

3. Con base en la información de tránsitos equivalentes, realizar un análisis estadístico para establecer modelos de crecimiento factibles para las condiciones del estudio, utilizando los datos de la serie histórica de tránsito equivalente correspondientes a los últimos diez años, descartando de la serie histórica los valores de los años con condiciones anormales como: taponamientos en la vía, situaciones críticas de orden público, variantes, etc. Los modelos por aplicar pueden ser: regresiones, modelos, autorregresivos, modelos económicos, modelos de transporte, etc.

4. Definir el modelo de crecimiento de tránsito factible. La selección final de cualquier modelo de pronóstico se realizará sobre la base de los resultados de los coeficientes estadísticos (R^2, F, t, etc.), del análisis de las variables independientes adoptadas y de consideraciones acerca de las particularidades del proyecto, como la capacidad de la vía y la coherencia entre el valor proyectado y los datos iniciales. En ningún caso se deberá aceptar o rechazar un modelo sobre la base de los resultados de los coeficientes

WWW.LITECSA.C

estadísticos únicamente, por ejemplo de acuerdo al valor del coeficiente de determinación (R^2).

5. Estimar el tránsito futuro en cada uno de los años del período de diseño con base en el modelo seleccionado, considerando los posibles años muertos por desarrollo del estudio, gestión del financiamiento y por procedimientos de adjudicación y construcción del proyecto, en forma análoga a lo descrito en el numeral 5.3.2.

Año	Tránsito equivalente pronosticado (Nj)
Año base 1	N1
Año 2	N2
Año 3	N3
Año 4	N4
. .	. .
Año final del período de diseño	Nn

n: período de diseño
j: varía desde el año 1 proyectado hata el año n

6. Corrección del tránsito proyectado para garantizar una confiabilidad del 90% en la determinación del número de ejes equivalentes.

   Como se explica en la introducción de la norma, los diseños presentados en el catálogo alcanzan una confiabilidad del 90%, siempre y cuando el tránsito calculado para acceder el catálogo lleve externamente una confiabilidad del 90%. Por tal razón los tránsitos equivalentes pronosticados para los años del período del diseño, requieren corrección para alcanzar dicho nivel de confiabilidad.

El procedimiento para introducir la confiabilidad al tránsito es el siguiente:

a) Cálculo del error estándar (σ) del modelo utilizado en la proyección del tránsito, determinado con base en los datos de la serie histórica utilizada para definir el modelo.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Yi - Y_{modelo,})^2}{n' - 2}}$$

COM.EC 2587713

donde:

σ: Es el error estándar del modelo utilizado.

Yi: Es el valor observado o medido en el año i.

$Y_{modelo\ i}$: Es el valor estimado en el añoi; usando el modelo.

n': Es el número de puntos analizados en la serie.

i: Varía de 1 a n'.

b) Cálculo del error estándar en la predicción del tránsito ($\sigma_{pronóstico}$) año por año, en el período de diseño.

$$(\sigma_{pronóstico})_j = \sigma * \sqrt{\frac{(X_j - \bar{X})^2}{\sum (X_i - \bar{X})^2} + \frac{1}{n}}$$

Es importante aclarar que los subíndices (i) corresponden a los años de la serie histórica utilizada en la definición del modelo y los valores (j) a los años de proyección en el período de diseño.

donde:

$(\sigma_{pronóstico})_j$: Es el error estándar de la estimación de Y_j en el año X_j.

σ: Es el error estándar del modelo utilizado.

X_j: Es el valor de la variable independiente (años) correspondiente a la predicción Nj.

X_i: Es el valor de la variable independiente (años) observado o de la serie histórica utilizada en la definición del modelo.

$\bar{X}$: Es el valor de la media de la variable independiente (años) observada o el valor del año medio de la serie histórica utilizada en la definición del modelo.

n: Es el número de puntos analizados en la proyección o sea el número de años del período de diseño.

c) Determinación de los valores de corrección (C_j) para los N_j con base en el nivel de confianza deseada.

Conociendo los errores estándar y asumiendo una distribución normal para la diferencia del tránsito real con el estimado, se puede establecer el

WWW.LITECSA.C

coeficiente de la curva normal estandarizada (Zr) que asegure el nivel de confianza en la determinación.

Año (j)	N_j	$(\sigma_{pronóstico})_j$
Año 1	N1	$(\sigma_{pronóstico})_1$
Año 2	N2	$(\sigma_{pronóstico})_2$
Año 3	N3	$(\sigma_{pronóstico})_3$
Año n	Nn	$(\sigma_{pronóstico})_n$

$$Cj = (\sigma_{pronóstico})_j * Zr$$

$$N'j = Nj + Cj$$

donde:

Nj: Ejes equivalentes estimados por el modelo en el año j.

Cj: Corrección en ejes equivalentes para el año j.

N'j: Ejes equivalentes corregidos en el año j.

Año (j)	Nj	$(\sigma_{pronóstico})_j$	Corrección Cj	Tránsito corregido N'j
Año 1	N1	$(\sigma_{pronóstico})_1$	C1	N'1 = N1 + C1
Año 2	N2	$(\sigma_{pronóstico})_2$	C2	N'2 = N2 + C2
Año 3	N3	$(\sigma_{pronóstico})_3$	C3	N'3 = N3 + C3
Año n	Nn	$(\sigma_{pronóstico})_n$	Cn	N'n = Nn + Cn
				$\sum_{j=1}^{n} N'j$

COM.EC 2587713

7. Acumulación de ejes equivalentes en el período de diseño $\sum_{j=1}^{n} N'j$, para lo cual se sumarán los tránsitos equivalentes corregidos de cada año en el período de diseño.

8. Cálculo del valor N de diseño.

Para calcular el valor del tránsito equivalente de diseño se tendrá en cuenta además del tránsito normal, los volúmenes de tránsito correspondientes al tránsito generado y atraído debido a la construcción.

5.3.4 Factores ambientales y climáticos

Hidrología

El régimen de precipitaciones en el territorio colombiano se puede observar en el mapa de isohietas (Figura 5.5). Este régimen es muy variado, observándose promedios anuales menores a 500 mm y valores superiores a los 8000 mm anuales.

Las corrientes de agua superficiales siguen la orientación sur-norte que presentan las tres grandes cordilleras colombianas y en la llanura oriental, el sistema hidrográfico tiene una orientación Oeste-Este.

Las diversas geomorfas existentes originan una red de drenaje muy densa, debido a la alta precipitación sobre la mayor parte del territorio: de ahí que Colombia sea uno de los países con mayor abundancia de recursos de agua superficial.

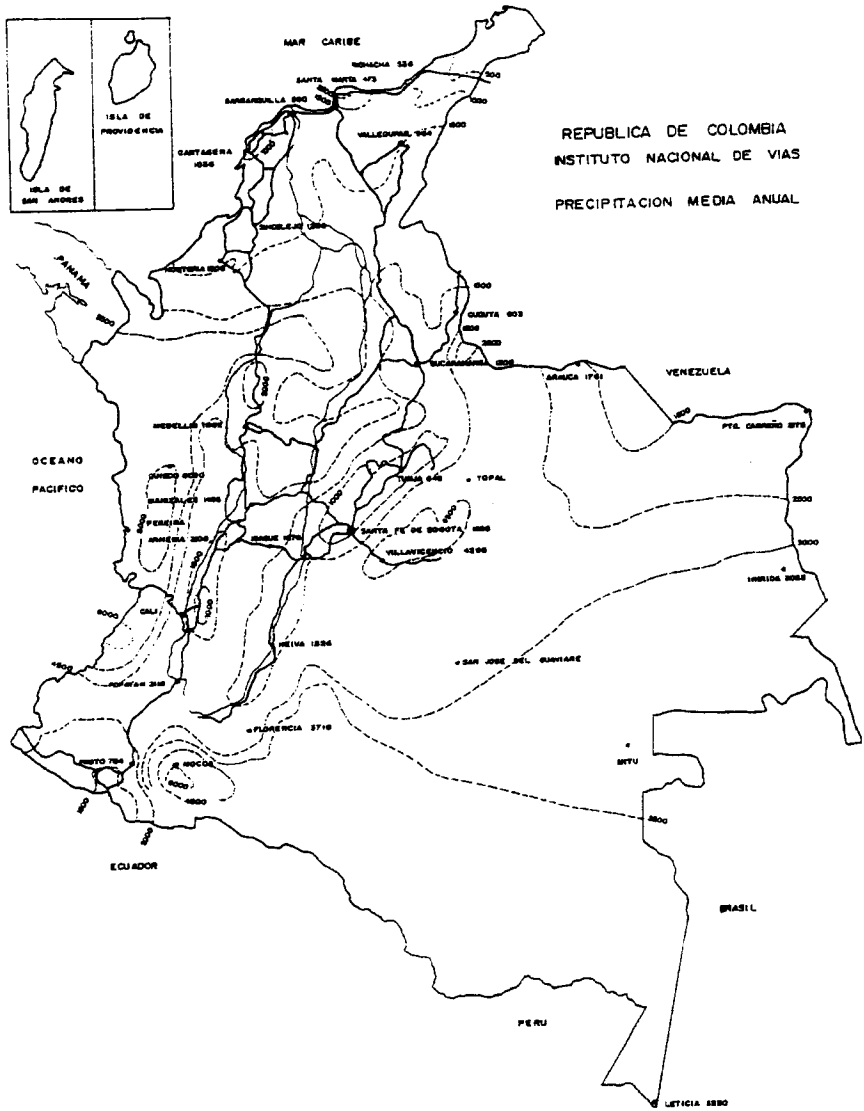
Temperatura

En Colombia, por su posición geográfica, se presentan temperaturas relativamente altas durante todo el año, pero existen zonas que, por su altitud, tienen temperaturas bajas que en épocas frías pueden llegar a los 0°C.

En el mapa Figura 5.7 se presentan las temperaturas medias anuales ponderadas TMAP, de las ciudades capitales y las correspondientes a los tramos de la red vial que se utilizaron como muestra para escoger los rangos de TMAP, que abarcan las temperaturas del país.

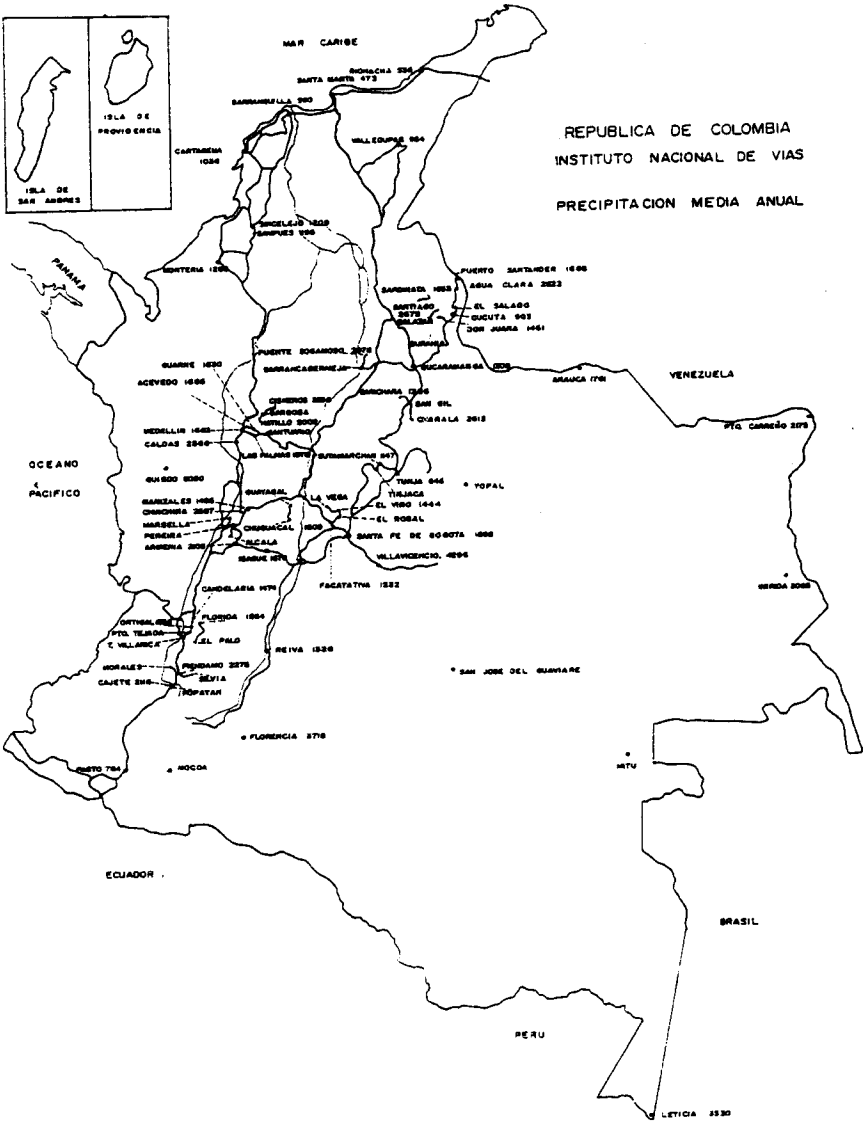
WWW.LITECSA.C

Figura 5.5
Precipitación media anual



COM.EC 2587713

Figura 5.6
Precipitación media anual



WWW.LITECSA.C

Regiones climáticas

Con base en las temperaturas y precipitaciones, el país se ha dividido en seis regiones climáticas con el fin de que la variable clima se involucre en forma apropiada en el diseño de estructuras de pavimento.

Tabla 5.18
Regiones climáticas según la temperatura y precipitación

No.	Región	Temperatura TMAP (°C)	Precipitación media anual (mm)
R1	Fría seca y fría semihúmeda	< 13	< 2000
R2	Templado seco y templado semihúmedo	13 - 20	< 2000
R3	Cálido seco y cálido semihúmedo	20 -30	< 2000
R4	Templado húmedo	13 - 20	2000 - 4000
R5	Cálido húmedo	20 - 30	2000 - 4000
R6	Cálido muy húmedo	20 - 30	> 4000

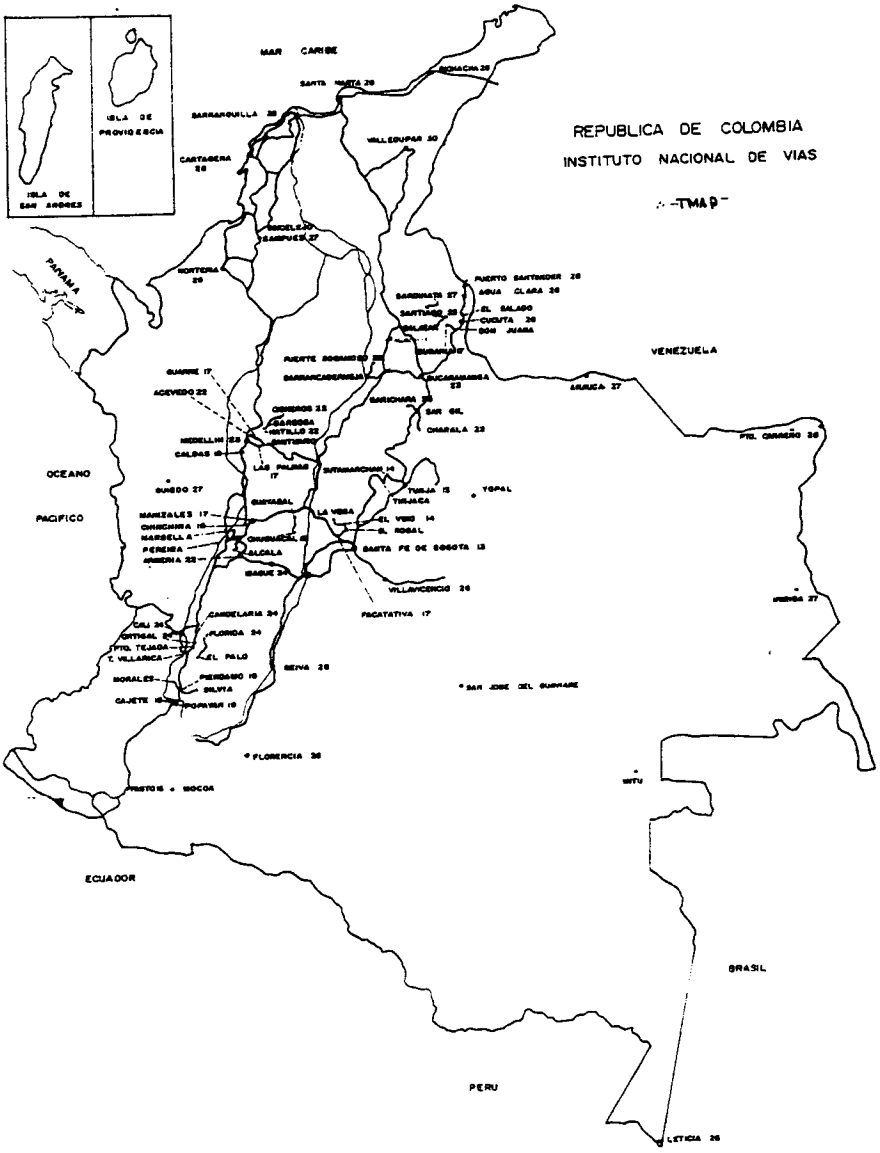
Para cada una de estas regiones climáticas se ha elaborado una carta de diseño y para la selección se recomienda el siguiente procedimiento:

Determinar la temperatura media anual ponderada del proyecto (TMAP)

- Seleccionar las estaciones meteorológicas más cercanas al proyecto y consultar en el IDEAM las temperaturas medias mensuales de los últimos 10 años.
- Con las temperaturas medias mensuales establecidas en el paso anterior y de acuerdo con los criterios Shell, seleccionar los factores de ponderación mensuales y encontrar el factor promedio anual con el cual se determina el TMAP, para cada uno de los años de la serie histórica considerada en el análisis.
- Para encontrrar el valor TMAP que define la escogencia de la Carta de Diseño, se debe calcular el promedio de los TMAP encontrados para cada uno de dichos años.
- La curva para definir los factores de ponderación y el formato guía se presentan en la Figura 5.5.

COM.EC 2587713

Figura 5.7
TMAP



WWW.LITECSA.C

Precipitación media anual

- Seleccionar las estaciones meteorológicas ubicadas más cerca del proyecto, donde las condiciones climáticas sean semejantes a las del sitio y consultar las precipitaciones anuales de los últimos 10 años.

- Determinar la media de las precipitaciones anuales en este período y con base en este valor y el TMAP se define la región que permite escoger en el catálogo la carta de diseño.

Aunque Colombia cuenta con una numerosa red de estaciones climatológicas, puede darse el caso de que cerca al proyecto no se encuentre ninguna estación meteorológica; en este caso el diseñador debe buscar una región "par" que tenga altitud, topografía, drenaje y clima que reproduzcan prácticamente los de la zona del proyecto.

Si alguna región de un proyecto se aleja del valor extremo de temperatura detectada con la muestra analizada, se debe tener en cuenta la siguiente consideración:

- Si la TMAP supera los 30°C, se debe utilizar concreto asfáltico fabricado con asfaltos tratados con polímeros, que tengan muy baja suceptibilidad térmica y se procederá a utilizar las cartas 5 ó 6, según la información de la precipitación.

Ejercicio de aplicación

Con los datos de temperatura media mensual del municipio de Puerto Tejada, correspondiente a la estación 2604501, calcular la TMAP para un período de diseño de 10 años.

- Cálculo de la TMAP para cada año, utilizando la tabla 5.18.

- Para determinar la TMAP del período de diseño se promedian las TMAP de cada uno de los años de diseño.

Teniendo en cuenta la diversidad de suelos, es conveniente considerar también una variedad de resistencias las cuales, con fines de diseño estructural, se agrupan en las cinco categorías descritas en la Tabla 5.19.

Aunque es común encontrar módulos resilentes menores a 300 kg/cm^2 (CBR < 3%), no se contempla esta alternativa porque se considera que para poder utilizar estos suelos como subrasantes, requieren tratamiento especial de estabilización ó reemplazo parcial, con el fin de lograr valores mayores de resistencia.

COM.EC 2587713

TMAP para 1997		
(1) Mes	**(2) TMMA °C**	**(3) Factor de ponderación**
Enero	24.7	1.79
Febrero	25.0	1.86
Marzo	24.4	1.73
Abril	24.1	1.67
Mayo	24.0	1.64
Junio	24.4	1.72
Julio	25.0	1.86
Agosto	25.0	1.86
Septiembre	24.3	1.70
Octubre	24.1	1.66
Noviembre	24.8	1.81
Diciembre	24.7	1.79
(4) Factor de Ponderación total		21.12
(5) Promedio del factor de Ponderación		1.76
(6) TMAP °C		24.60

5.3.5 Selección de las condiciones de humedad prevalecientes en la obra

Las condiciones de humedad en las que se deben realizar las pruebas de laboratorio dependen de las características climáticas de la zona del proyecto.

Con base en éstas características, se presentan en la Tabla 5.20 las recomendaciones para cada caso.

Los diseños presentados en el método han sido preparados asumiendo que la subrasante, sub-base y base granulares estarán en presencia de agua subsuperficial libre por un período no mayor a cinco (5) días consecutivos en un mes. En caso que el ingeniero considere que las capas del pavimento estarán más tiempo en contacto con agua superficial, deberá diseñar el sistema subdrenaje que asegure el cumplimiento de la condición de diseño.

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.19
Entornos de la resistencia

Categoría	Intervalo módulo resiliente (E) kg/cm^2	Intervalo C.B.R. %	Descripción
S1	300 - 500	3 ≤ CBR < 5	Categoría que comprende los suelos que por condiciones topográficas y drenaje natural, se encuentran con elevados contenidos de humedad.
S2	500 - 700	5 ≤ CBR < 7	En esta categoría están los grupos de los suelos conformados por cenizas volcánicas, abundantes en la zona andina con elevados contenidos de humedad. También los grupos de suelos sedimentarios areno-arcillosos con humedades naturales que proporcionan a los suelos consistencias entre bajas y medias.
S3	700 - 1000	7 ≤ CBR < 10	En esta categoría se ubican los depósitos con altos contenidos de fragmentos de roca, ubicados en las zonas relativamente secas.
S4	1000 - 1500	10 ≤ CBR < 15	Suelos areno-limosos ubicados en regiones cálidas húmedas.
S5	> 1500	CBR ≥ 15	En esa categoría están los suelos gruesos de origen ígneo, depósitos aluviales recientes, algunos depósitos de arenas eólicas.

Tabla 5.20
Precipitación y condiciones de humedad para el ensayo

No	Región	Temperatura TMAP (°C)	Precipitación media anual (mm)	Condiciones de humedad para el ensayo
R1	Fría seca	< 13	< 1000	Con humedad y densidad de equilibrio. Norma I.N.V. E-146
	Fría semihumeda	< 13	1000 - 2000	Sumergido
R2	Templado seco	13 - 20	< 1000	Con humedad y densidad de equilibrio. Norma I.N.V. E-146
	Templado semihumedo	13 - 20	1000 - 2000	Sumergido
R3	Cálido seco	20 - 30	< 1000	Con humedad y densidad de equilibrio. Norma I.N.V. E-146
	Cálido semihumedo	20 - 30	1000 - 2000	Sumergido
R4	Templado húmedo	13 - 20	2000 - 4000	Sumergido
R5	Cálido húmedo	20 - 30	2000 - 4000	Sumergido
R6	Cálido muy húmedo	20°C - 30°C	> 4000	Sumergido

Tiempo de inmersión: 4 días para suelos limosos poco plásticos.
8 días para suelos arcillosos y limosos plásticos.

COM.EC 2587713

5.3.6 Determinación del tamaño de la muestra o número de ensayos requeridos para la caracterización de la resistencia de la subrasante

Uno de los más importantes principios que deben ser atendidos en la aplicación de conceptos estadísticos para el análisis de pavimentos es el hecho que cuando se conduce cualquier programa de muestreo y ensayos, es imperativo que se adopte un completo método aleatorio para la selección.

Cualquier medición realizada sobre una población da sólo una estimación de la verdadera media poblacional y desviación estándar. Lógicamente, a medida que el número de muestras se incrementa, las estimaciones se vuelven más precisas y la confiabilidad del muestreo aumenta.

En programas de muestreos y ensayos, frecuentemente se desea saber qué tan seguro se está de que el valor medio obtenido esté dentro de los límites especificados, cuando un número dado de muestras son usadas; o, dicho de otro modo, cuántas muestras serán necesarias para que el resultado esté dentro de un determinado intervalo para alcanzar cierto grado de confianza en la estimación.

Estas preguntas pueden ser resueltas mediante el concepto de estimación estadística o niveles de confianza. La filosofía básica de estos niveles de confianza se explica por el concepto de la probabilidad o seguridad que la diferencia entre el valor medio de la muestra y el valor medio de la población esté dentro de los límites preestablecidos. Inicialmente se debe definir el error permitido es decir cuánto es conveniente que se aleje la media del muestreo ($X_{med.}$) de la media de la población (μ), posteriormente escoger el nivel de confianza o probabilidad de que la diferencia entre (Xmed-μ) sea igual o menor que el valor establecido como máximo error permitido.

Se usará la expresión de intervalo de confianza de dos lados para una distribución Normal.

$$\left[X_{med} - \mu\right] = K_{\frac{a}{2}} * \left[\sigma / (n)^{0.5}\right] = \text{Máximo error permitido}$$

Donde:

$K_{a/2}$: Es el número de veces que se debe contemplar la desviación estándar para lograr un determinado grado de confiabilidad.

σ: Desviación estándar encontrada para el MR o el CBR en suelos similares en otros proyectos.

WWW.LITECSA.C

Se sugiere un nivel de confianza del 90% y un máximo error permitido en términos de % de C.B.R. igual a 1% para suelos finos y de 2% para suelos granulares, y en términos de MR igual a 100 kg/cm^2 en suelos finos y 200 Kg/cm^2 en suelos gruesos.

Para el nivel de confianza del 90%:

$a/2 = (1 - 0.90)/2 = 0.05$
$K_{a/2} = 1.645$

Ejemplo ilustrativo:

De una experiencia antecedente, para una área de suelo determinada, la desviación estándar (σ) para el CBR fue de 3.40. Determinar cuantas muestras se deberán utilizarce para predecir el valor CBR medio con un error máximo permitido del 2% y con un nivel de confianza del 90%.

Se usará la expresión de intervalo de confianza de dos lados para una distribución normal.

$$K_{a/2} * \left[\sigma / (n)^{0.5}\right] = 2\%$$

Para $a/2 = 0.05$ y $k_{a/2} = 1.645$ se tiene:

$$K_{a/2} * \left[\sigma / (n)^{0.5}\right] = 1.645 * \left[3.40 / (n)^{0.5}\right] = 2\%$$
$$n = 7.8 \text{ muestras}$$

Aproximadamente 8 muestras serán necesarias para satisfacer los requerimientos del problema.

Recomendación general

Para determinar la resistencia u otra característica de la subrasante en general, el número requerido de ensayos a realizar es de 6 a 8 para cada tipo de suelo, con un mínimo absoluto de 4. Cabe destacar que más de 9 ensayos es innecesario. Estas recomendaciones están basadas en información obtenida de curvas de límites de confianza o máximo error permitido para determinados niveles de confianza en función del número de ensayos requeridos.

5.3.7 Selección del módulo resiliente de diseño y clasificación de la subrasante de la unidad

Una vez obtenidos los resultados de los módulos resilientes se debe seleccionar el valor de diseño para cada una de las unidades homogéneas. Las

COM.EC 2587713

estructuras propuestas en el catálogo tiene implícita una confiabilidad del 90%, que se alcanza siempre y cuando se entre con los valores medios de la subrasante y el clima. Para determinar el valor medio del módulo resiliente de la unidad se debe proceder así:

Como primer paso se debe encontrar el valor medio de los valores de los módulos resilientes determinados para cada uno de los suelos presentes en la unidad, y como segundo y último paso se debe calcular el valor medio ponderado de la unidad utilizando como criterio de ponderación la relación entre la extención del depósito de suelo y la longitud total de la unidad considerada.

Si el parámetro evaluado es el C.B.R. se debe utilizar la correlación: MR (Kg/cm^2) = 100 CBR, pero si se cuenta con correlaciones entre el CBR y MR particulares para suelos de la zona del proyecto con aceptable coeficiente de correlación, se pueden usar para inferir el módulo resiliente de la unidad.

Según el módulo resiliente encontrado, se clasifica la subrasante de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 5.21.

Tabla 5.21
Categorías de la subrasante

Módulo resiliente kg/cm^2	Categoría
$300 \leq MR < 500$	S1
$500 \leq MR < 700$	S2
$700 \leq MR < 1000$	S3
$1000 \leq MR < 1500$	S4
$MP \geq 1500$	S5

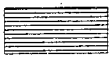
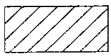
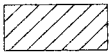
5.3.8 Listado general de materiales para pavimentos y convenciones

La selección de materiales para diseño de pavimentos está basada en una combinación de factores como calidad, disponibilidad, economía y experiencia previa de uso. Estos factores necesitan ser evaluados durante el diseño, en orden a seleccionar los materiales que mejor se adapten a las condiciones del proyecto.

WWW.LITECSA.C

El procedimiento de diseño generalmente tiene en cuenta las características de los materiales definidos en las especificaciones generales de construcción de carreteras del I.N.V. La clasificación de los materiales está dada en la Tabla 5.22. Se han establecido símbolo, código, descripción y especificaciones abreviadas; los códigos listados se usan extensivamente en el catálogo de diseño y en las normas de ensayo de I.N.V. Las especificaciones que aparecen abreviadas podrán consultarse en detalle en la Tabla 5.22.

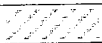
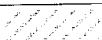
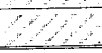
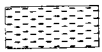
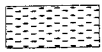
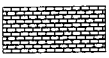
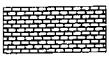
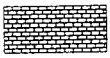
Tabla 5.22
Convenciones para la identificación de los materiales y especificaciones

Símbolo	Código	Material	Especificaciones
		Subbase INV 320	
	SBG-1	Agregado grueso	T_{MAX} 50 mm, % Pasa # 4 = 30 a 70%, Pasa # 200 = 4 a 20%, D ≤ 50%, P ≤ 12%-18%, EA ≥ 25%, IP ≤ 6, CBR > 20-30-40, 95% de Proctor Modificado.
		Base granular INV 330	Tr ≥ 50%, D ≤ 12%-18%, la ≤ 35%, CBR ≤ 80
	BG1	Triturado	T_{MAX} 37,5 mm, % Pasa # 4 = 30 a 60%, Pasa # 200 = 5 a 15%, IP ≤ 3, Compactación 100% de Proctor Modificado.
	BG2	Triturado	T_{MAX} 25 mm, % Pasa # 4 = 35 a 65%, Pasa # 200 = 5 a 15%, IP ≤ 3, Compactación 100% de Proctor Modificado.
		Base estabilizada con emulsión asfáltica INV 340	Emulsión: CRL-1 ó CRL-1h Agua: Ph 5.5 a 8.0, SO_4 ≤ 1 g/l Aditivos: INV 400 y 412
	BEE-1	Suelo grueso	T_{MAX} 37,5 mm, % Pasa # 4 = 30 a 60%, Pasa # 200 = 3 a 15%, IP < 7, D ≤ 50%, Compactación 95% de Proctor Modificado.
	BEE-2	Suelo grueso	T_{MAX} 25 mm, % Pasa # 4 = 30 a 60%, Pasa # 200 = 3 a 15%, IP ≤ 7, D ≤ 50%, Compactación 95% de Proctor Modificado.
	BEE-3	A-1-b ó A-2-4	EA ≤ 90% A-1-b y 20 ≤ E.A. ≤ 40% A-2-4 T_{MAX} 4,75 mm, % Pasa # 200 = 5 a 25%, CBR sin Estabilizar ≥ 15, IP ≤ 7, Compactación 95% de Proctor Modificado.
		Base estabilizada con cement INV 341	Cemento Portland: NTC 121 y 321 Agua: Ph 5.5 a 8.0, SO_4 ≤ 1 g/l Suelo: SO_4 ≤ 0.5%

COM.EC 2587713

Tabla 5.22 (Continuación...)

Convenciones para la identificación de los materiales y especificaciones

Símbolo	Código	Material	Especificaciones
	BEC	Granular grueso: A-1, A-2-4, A-2-5, A-3 Granular fino: A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6, A-7	T_{MAX} ≤ 75 mm y < ½ del espesor de la capa compactada Pasa # 4 ≥ 50%, Pasa # 200 ≤ 50% LI ≤ 35, IP < 15, % en peso de SO_4 ≤ 0,5.
		Tratamiento superficial doble INV 431	Emulsión: CRR-2 Agregado: Tr ≥ 75%, D ≤ 40%, P ≤ 12%-18%, Ad. Ban ≥ 80%, la ≤ 35%, Coef. P ≥ 0.45
	TSS-1	Triturado	T_{MAX} 19 mm, % Pasa # 8 = 0 a 5
	TSS-2	Triturado	T_{MAX} 12,5 mm, % Pasa # 4 = 0 a 15, % Pasa # 8 = 0 a 5
	TSD-1	Triturado	T_{MAX} 25 mm, % Pasa # 4 = 0 a 5
	TSD-2	Triturado	T_{MAX} 19 mm, % Pasa # 8 = 0 a 5
	TSD-3	Triturado	T_{MAX} 12,5 mm, % Pasa # 8 = 0 a 5
	TSD-4	Triturado	T_{MAX} 9,5 mm, % Pasa # 16 = 0 a 5
		Mezcla densa en frío INV 440	Emulsión: CRL-1 ó CRL-1h Agua: Ph 5.5 a 8.0, SO_4 ≤ 1 g/l Agregado: Tr ≥ 75%, D ≤ 40% Base, D ≤ 30% Rodadura, P ≤ 12%-18%, Rc ≥ 75%, la ≤ 35% Coef. P ≥ 0.45, EA ≥ 50%, NP
	MDF-1	Triturado	T_{MAX} 37,5 mm, % Pasa # 4 = 45 a 60, % Pasa # 200 = 3 a 8
	MDF-2	Triturado	T_{MAX} 25 mm, % Pasa # 4 = 47 a 62, % Pasa # 200 = 3 a 8
	MDF-3	Triturado	T_{MAX} 19 mm, % Pasa # 4 = 50 a 65, % Pasa # 200 = 3 a 8
		Mezcla densa en caliente INV 450	Cemento asfáltico: 60 - 70 ú 80 - 100 Agregado: Tr ≥ 75%, D ≤ 40% Base, D ≤ 30% Rodadura, P ≤ 12%-18%, Rc ≥ 75%, la ≤ 35%, Coef. P ≥ 0.45, EA ≥ 50%, NP
	MDC-1	Triturado	T_{MAX} 25 mm, % Pasa # 4 = 43 a 54, % Pasa # 200 = 4 a 8
	MDC-2	Triturado	T_{MAX} 19 mm, % Pasa # 4 = 51 a 68, % Pasa # 200 = 4 a 8
	MDC-3	Triturado	T_{MAX} 9,5 mm, % Pasa # 4 = 65 a 87, % Pasa # 200 = 5 a 10

D = % de degaste; I_A = Índices de alargamiento y aplanamiento.
P = % de pérdida en solidez; Tr = % de partículas trituradas.

WWW.LITECSA.C

5.3.9 Costos asociados a la operación de un pavimento durante el período de análisis económico

Los costos asociados a la operación de un pavimento se pueden agrupar en dos categorías:

1. Costos de la infraestructura

- **Co:** Costo de construcción. Se determina elaborando el presupuesto, que debe incluir el costo del diseño, la construcción y la interventoría. Se aplica en el "año 0" es decir en el último año de la construcción.

- **$MR_{(1)}$:** Costo del mantenimiento rutinario que se deberá realizar al pavimento en cada uno de los años del período de análisis económico. Incluye el costo de la rutina de limpieza del drenaje y zonas laterales y el costo del parcheo. Su valor puede determinarse mediante simulación con el modelo HDM del Banco Mundial, u otro procedimiento apropiado.

- **RH_{n+1}**: Costo de la rehabilitación del pavimento. Se aplica en el año (n+1), o sea en el año inmediatamente siguiente al año final del período de diseño estructural. Si a partir del término del período de diseño estructural, la política de mantenimiento adoptada indica subsiguientes intervenciones de rehabilitación, éstas se aplicarán en los años pertinentes. La rehabilitación del pavimento es el conjunto de acciones de nivelación, refuerzo o reconstrucción, encaminadas a recuperar la serviciabilidad de la calzada.

- **VRm:** Valor residual de la estructura del pavimento. Más que un costo, se debe entender como un beneficio. Es el valor estimado de la estructura en su condición final. Se aplica en el año m, o sea en el último año del período de análisis económico.

2. Costos de los usuarios

CU(i): Costos de los usuarios en cada uno de los años del período de análisis económico. Estos costos constituyen la suma de los siguientes componentes.

- **Los costos de operación vehicular, que involucran:**
  Consumo de combustibles
  Consumo de lubricantes
  Consumo de llantas
  Costos de repuestos y mano de obra en el mantenimiento de los vehículos

COM.EC 2587713

Costo de tripulación (en vehículos comerciales)
Depreciación del vehículo, en proporción al kilometraje recorrido.

Estos costos pueden ser determinados mediante simulación con el modelo HDM.

- **Los costos de del tiempo de los pasajeros.** Se determinan multiplicando el tiempo de viaje (horas) * No. de pasajeros * $/hora/pasajero.

- **Los costos de accidentes de tránsito.** Para su determinación, se puede recurrir a estadísticas de las compañías de seguros.

En la figura 5.8 se indica la localización en el tiempo de los factores de costo antes mencionados.

5.3.10 Algunos comentarios relativos al análisis económico

- **Valor presente (VP):** Concepto económico que representa la traslación de una cantidad específica de costos o beneficios ocurridos a diferentes períodos, una cantidad en un instante único (usualmente el presente). El término "valor presente neto" (VPN) se refiere al valor presente acumulado de una serie de costos y beneficios extendido sobre un período de análisis. La necesidad de utilizar valor presente surge de: (1) La capacidad intrínseca del dinero de sumar intereses con el tiempo, y (2) la necesidad en un estudio económico de comparar o sumar inversiones o ahorros de dinero ocurridos en diferentes momentos en el tiempo.

- **Tasa de descuento:** Porcentual, usualmente expresada como tasa anual, que representa el interés en dinero que puede asumirse como ganancia en el período bajo análisis. Una organización gubernamental que decide invertir en carreteras, pierde la oportunidad de invertir en otra actividad. La tasa a la cual el dinero puede ser invertido es conocida como "costo de oportunidad del capital" y es la tasa apropiada de descuento que se debe usar en los estudios económicos. El factor de descuento derivado como una función de la tasa de descuento y del período relativo al presente, puede ser usado para convertir beneficios y costos periódicos de un proyecto a valor presente. Sin embargo, calcular beneficios en dinero constante y usando la tasa de interés del mercado es un error, porque la tasa de retorno del mercado incluye un descuento por la expectativa de inflación. Por lo tanto, si costos o beneficios futuros van a ser calculados en dinero constante, sólo debe estar representado en la tasa de descuento usada, el costo real del capital.

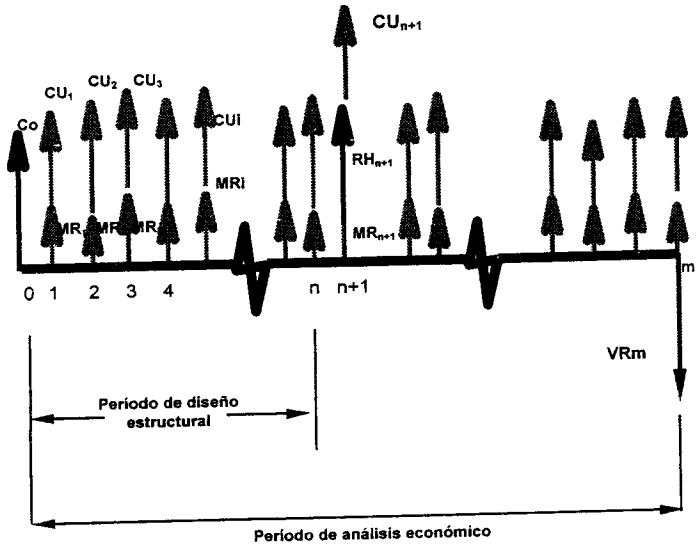
WWW.LITECSA.C

- **Inflación:** La forma de tratar la inflación en el cálculo del costo global actualizado es importante, ya que el procedimiento adoptado para el tratamiento de la inflación puede tener efectos decisivos en los resultados del análisis. Primero, se debe identificar cuidadosamente la diferencia entre dos tipos de cambios en los precios: inflación general y cambios de precios relativos.

  El primero puede ser definido como un incremento en el nivel general de precios en toda la economía. Cambios relativos de precio significan diferencias entre la tendencia de precios de los bienes y servicios analizados y la general.

  Las distorsiones causadas por la inflación general pueden ser neutralizadas por dos caminos. Uno es usar la tasa nominal de interés para descontar, mientras que los costos en el proyecto se calculan con inflación. El otro, es ajustar la tasa de interés nominal para la inflación, descontando con el componente real de la tasa únicamente, mientras se mide el flujo de costos en términos de dinero constante.

Figura 5.8 – Costos asociados a la operación de un pavimento durante el período de análisis económico



COM.EC 2587713

Para evitar la falta de certezas asociadas con la predicción de tasas futuras de inflación y a la vista de los resultados semejantes alcanzados con cualquier método, surgió el uso de una tasa de descuento que represente el costo real del capital mientras se calcula el costo global actualizado en términos de dinero constante. Como este procedimiento elimina la necesidad de especular acerca de la inflación, es el método de mayor aceptación y es el recomendado por el Instituto Nacional de Vías.

La elección final de la tasa de descuento, interés o inflación y el método de interpretación se dejan en manos del ingeniero encargado de tomar las decisiones respecto del tipo de pavimento más conveniente.

Aunque las distorsiones causadas por la inflación general pueden ser neutralizadas, la cuestión de incorporar cambio de precios diferenciales en el análisis económico es extremadamente complicado. El uso de precios diferenciales sólo está recomendado cuando haya una importante evidencia de que ciertos ítems, como el costo de la tierra, van a sufrir cambios significativos en relación con el nivel de precios general.

5.3.11 El costo global actualizado (CGA) como criterio de comparación económica de las alternativas estructurales

El *Costo global actualizado* es la suma, en valor presente, de los costos asociados a la operación de un pavimento.

Tales costos son:

- Costos de construcción.
- Costo del mantenimiento periódico.
- Costo de las rehabilitaciones.
- Costos de los usuarios.
- Valor residual de la estructura, (con signo negativo, ya que se considera que es un monto que se recupera al final del período de análisis económico).

La expresión para determinar el costo global actualizado (CGA) de una alternativa estructural dada es la siguiente:

$$CGA = \left[Co + \sum_{i=1}^{m} \frac{MRi}{(1+a)^i} + \frac{RHn+1}{(1+a)^{n+1}} - \frac{VRm}{(1+a)^m} \right] + \left[\sum_{i=1}^{m} \frac{CU_i}{(1+a)^i} \right]$$

WWW.LITECSA.C

Donde:

CGA: Costo global actualizado de la alternativa considerada.

Co, MR $_{(1)}$,VRm, RHn+1, VRm, CU(i): Parámetros descritos en el numeral 5.3.9.

n: Último año del período de diseño estructural.

m: Último año del período de análisis económico.

a: Tasa de descuento expresada en tanto por uno.

La alternativa más económica será aquella que presente el MENOR COSTO GLOBAL ACTUALIZADO.

Es pertinente manifestar que si la evaluación tiene como propósito adoptar elementos de juicio para la toma de decisiones por parte de una entidad del Estado, los cálculos deberán realizarse mediante presupuestos elaborados utilizando precios económicos, es decir afectando los precios unitarios del mercado por las relaciones Precio/Cuenta sugeridas por el Departamento Nacional de Planeación.

5.3.12 Parámetros generales para la evaluación de alternativas

Para efectos de simulación de la operación de cada alternativa estructural de pavimento durante el período de análisis económico, se sugieren los criterios que se indican a continuación.

Políticas de mantenimiento rutinario

La política o estrategia de mantenimiento rutinario será la siguiente:

- Actividades permanentes de rocería, despeje de zonas laterales y limpieza de cunetas, descoles y alcantarillas.
- Parcheo inmediato de la totalidad de los baches que vayan apareciendo.

Rehabilitación al término del período de diseño estructural

Las intervenciones de rehabilitación que se sugieren al término del período de diseño estructural, en función de N (número acumulado de ejes simples

COM.EC 2587713

de 8.2 toneladas estimado para dicho período de diseño estructural), son las siguientes:

- **Para $0.5 \leq N \leq 2.0$: (N en millones de ejes de 8.2 toneladas)**

Opción 1: Parcheo de las áreas deterioradas de la calzada y 5 cm de mezcla densa en caliente.

Opción 2: Parcheo de las áreas deterioradas de la calzada y 8 cm de mezcla densa en frío.

- **Para $2.0 < N \leq 6.0$:**

Parcheo de las áreas deterioradas de la calzada y 10 cm de mezcla densa en caliente, colocados en una sola capa.

- **Para $6.0 < N \leq 10.0$:**

Parcheo de las áreas deterioradas de la calzada y 12 cm de mezcla densa en caliente, colocados en una sola capa.

- **Para $N > 10.0$:**

Parcheo de las áreas deterioradas de la calzada y 15 cm de mezcla densa en caliente, colocados en dos capas.

Es importante dejar en claro que las intervenciones de rehabilitación sugeridas en este numeral son exclusivamente para efectos de uniformizar la comparación económica de las alternativas. Las acciones de rehabilitación que requiera la calzada al término del período de diseño estructural sólo podrán ser definidas mediante un estudio específico de ingeniería de pavimentos y dependerán del estado en que dicha calzada se encuentre en ese momento.

Valor residual (VR)

Se recomienda, para todos los casos, utilizar como valor residual (VR) de la estructura el 10% de su valor de construcción.

Tasa de descuento (a)

El Instituto Nacional de Vías, siguiendo las recomendaciones de entidades internacionales de crédito y directrices del gobierno central, sugiere la utilización de una tasa de actualización del 12% al año, es decir a = 0.12.

WWW.LITECSA.C

5.3.13 Ejemplo de cálculo del costo global actualizado (CGA) de una alternativa estructural

En la tabla 5.23 se indican los costos asociados a una alternativa dada de un proyecto específico. En dicho ejemplo del período de diseño estructural es de diez (10) años y el período de análisis económico es de veinte (20) años.

5.3.14 Ejemplo No. 1

Datos del tránsito

Camino rural estratégico, por lo tanto se clasifica la vía como categoría III.

- Período de diseño = 10 años (recomendado para vías de categoría tipo III, de acuerdo con la Tabla 5.13).
- Tránsito
  - Conteo realizado = 300 vehículos/día.
  - Composición general del tránsito:

    Autos = 55% Buses = 12% Camiones = 33%

  - Distribución de los vehículos comerciales

    Camión C2-P = 50%
    Camión C2-G = 25%
    Camión C3 y C4 = 20%
    Camión C5 = 4%
    Camión C6 = 1%
    100%

  - Distribución direccional Fd = 60%
  - Distribución por carril Fca = 1
  - Tránsito atraído = 20% y Tránsito generado = 30% (Expresados como % del tránsito normal durante todo el período de diseño estructural).
  - Tránsito durante la construcción, estimado

COM.EC 2587713

Tabla 5.23
Ejemplo de la determinación del costo global actualizado (CGA) de una alternativa de diseño

Año	Costo (Co)	Costo (MR)	Costo (RH)	Costo (CU)	VR	Costo total	Costo total actualizado
0	4.260						4.260
1		8,30		13.450,00		13.458,30	12.016,34
2		14,90		17.600,00		17.614,90	14.042,49
3		20,50		23.860,00		23.880,50	16.997,67
4		26,40		29.100,00		29.126,40	18.510,35
5		31,20		32.410,00		32.441,20	18.408,01
6		36,50		38.830,00		38.866,50	19.690,98
7		39,10		41.520,00		41.559,10	18.799,23
8		42,40		43.410,00		43.452,40	17.549,70
9		49,60		45.970,00		46.019,60	16.595,13
10		55,30		48.670,00		48.725,30	15.688,24
11		12,60	1.380,00	19.365,00		20.757,60	5.967,31
12		17,30		27.340,00		27.357,30	7.021,94
13		21,90		33.850,00		33.871,90	7.762,57
14		22,40		37.400,00		37.422,40	7.657,36
15		22,80		42.615,00		42.637,80	7.789,77
16		29,60		47.420,00		47.449,60	7.740,06
17		35,80		52.990,00		53.025,80	7.722,91
18		39,40		56.110,00		56.149,40	7.301,64
19		41,70		59.570,00		59.611,70	6.921,32
20		45,40		63.480,00	-426,00	63.099,40	6.541,31
						Costo global actualizado (CGA) =	244.984,32

Co: Construcción
MR: Mantenimiento rutinario
RH: Rehabilitación
CU: Costos de los usuarios
VR: Valor residual
Valores en millones de pesos

WWW.LITECSA.C

	Cant.	F.D.
Camión C3 y C4	9	3.74
Camión C5	6	4.40
Total camiones		= 15
F.D. ponderado		= 4.00

- Crecimiento anual del tránsito
  Crecimiento entre el diseño y la construcción = 6%
  Crecimiento normal del tránsito durante el período de diseño = 5%

Cálculo del tránsito

Cálculo del número de ejes equivalentes existentes en el año base

$$N_o = (N_i + N_a + N_g) \times Fd \times Fca + Nc$$

- **Cálculo de Ni.** – Considerando un tiempo de 2 años entre el diseño y la construcción: $300 \times 365 \times (1 + 0.06)^2 = 123034$ vehículos.
  - Factor camión global:

$$FC = \frac{0.12\times1 + 0.33\,(0.50\times1.14+0.25\times3.44+0.20\times3.74+0.04\times4.4+0.01\times4.72}{0.45} = 2.0275^*$$

$$N_i = 123034 \times 0.45 \times 2.0275 = 112253 \text{ ejes equiv./año}$$

- Cálculo del número de ejes equivalentes atraídos:

$$N_a = 0.20 \times N_i = 0.20 \times 112253 = 22451 \text{ ejes/año.}$$

- Cálculo del número de ejes equivalentes generados:

$$N_g = 0.30 \times N_i = 0.30 \times 112253 = 33676 \text{ ejes año.}$$

- Cálculo del número de ejes equivalentes generados:

$$N_g = 0.30 \times N_i = 0.30 \times 112253 = 33676 \text{ ejes/año}$$

- Cálculo del número de ejes durante la construcción. (Por carril)

$$N_c = \frac{15 \text{ camiones}}{\text{día}} \times \frac{365 \text{ días}}{\text{año}} \times \frac{4 \text{ ejes equiv.}}{\text{camión}} \times 2 \text{ años} = 43800 \text{ ejes}$$

- Cálculo de Número de ejes equivalentes al año base

COM.EC 2587713

$$N_o = (112253 + 22454 + 33676) \times 0.60 \times 1 + 43800$$

N_o = 144828 ejes equivalente/año base/en el carril de diseño.

Proyección del tránsito durante el período de diseño

Tasa de crecimiento r = 5% Período de diseño n = 10 años

$$N = (N_o - N_c \times \frac{(1+r)^n - 1}{r} + N_c$$

$$N = (144828 - 43800 \times \frac{(1+0.05)^{10} - 1}{0.05} + 43800$$

N = 1314519 N = 1.3 x 10^6 ejes equivalentes en el carril de diseño.

Confiabilidad en la estimación del tránsito

Log N′ = Log N + Zr x So

NC = 90% (Nivel de confianza)

Zr = 1.282

So adicional = 0.49 - 0.44 = 0.05

Log N′ = Log 1.3 x 10^6 + 1.282 x 0.05

N′ = 1.5 x 10^6 ejes equivalentes Tránsito T2

Factores ambientales

Temperatura media anual ponderada del aire TMAP = 20ºC

Precipitación media anual = 3600 mm

Caracterización de la subrasante

Unidad	Valores de módulo resiliente (Kg/cm^2)	Promedio (Kg/cm^2)	Categoría de subrasante
1	300 - 250 - 400 - 500 - 220 300 - 500 - 250	340	S1

WWW.LITECSA.C

Diseño de las estructuras del pavimento

Parámetro de diseño

Tabla 5.24 Parámetros de diseño, Ejemplo No. 1		
Parámetros de diseño	**Valor**	**Categoría en el manual**
Módulo resiliente promedio	340 kg/cm^2	S1
Tránsito equivalente de diseño	1.5 * 10^6	T2
TMAP	20°C	20°C -30°C
Precipitación	3600 mm/año	2000 - 4000 mm/año
Carta de diseño = N° 5		

Dimensiones de las estructuras

Alternativa 1	**Alternativa 2**
MDC-2 = 10 cm	MDC-2 = 7.5 cm
BG-2 = 30 cm	BEE-2 = 25.0 cm
SBG-1 = 40 cm	SBG-1 = 40.0 cm

5.3.15 Ejemplo No. 2

Información general

- Categoría del camino. Vía rural de dos carriles
- Período de diseño = 15 años
- Factores ambientales
  TMAP = 12°C Precipitación media anual = 1500 mm
- Caracterización de la subrasante

Unidad	**Valores de módulo resiliente (Kg/cm^2)**	**Promedio (Kg/cm^2)**	**Categoría de subrasante**
1	800 - 750 - 920 - 870 860 - 910 - 900 - 770 - 820	850	S3

COM.EC 2587713

– Tránsito

Para el análisis se utiliza la información de la serie histórica de los últimos once años correspondientes a la estación No. 291 del Instituto Nacional de Vías, en el sector Crucero-Piendamó.

Cálculo del tránsito con nivel de confianza

- Información General de la serie histórica de tránsito.

Tabla 5.25
Información general de la serie histórica de tránsito

Año	TPDS	Autos	Buses	Camiones	Distribución porcentual de camiones				+
		%A	%B	%C	C2P	C2G	C3-C4	C5	C6
1985	1686	63	10	27	23	53	13	9	2
1986	1864	72	9	19	23	53	13	9	2
1987	1830	63	9	28	23	53	13	9	2
1988	1656	61	11	28	23	53	13	9	2
1989	1716	63	11	26	23	53	13	9	2
1990	1905	65	10	25	24	50	13	10	3
1991	1864	64	11	25	26	45	14	10	5
1992	2100	65	9	26	20	53	14	8	6
1993	2268	63	11	26	20	53	14	8	6
1994	2390	66	9	25	29	43	14	7	7
1995	2554	67	6	27	20	52	14	7	7

- Cálculo del tránsito equivalente diario en cada año

El cálculo para cada año se realiza de la siguiente forma,

$$N_{año} = TPDS \times \frac{[\%B \times FD_{buses} + \%C\ (\%C2p \times FDC2p + ... + \%C6 \times FDc6)/100]}{100}$$

$$N_{año} = 1686 \times \frac{[10 \times 0.40 + 27\ (23 \times 1.14 + ... + 2 \times 4.72)/100]}{100} = 1461$$

En la siguiente tabla se resumen los valores calculados de tránsito equivalente a ejes simples de 8.2 toneladas para cada año de la serie histórica:

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.26
Valores de tránsito equivalente diario

Año	Tránsito equivalente diario
1985	1461
1986	1152
1987	1635
1988	1493
1989	1442
1990	1534
1991	1501
1992	1802
1993	1965
1994	1862
1995	2253

- Análisis de regresión del tránsito equivalente

  Modelo Lineal Y = 1183.4 + 76.99 (año - 1984)
  Coeficiente de correlación r = 0.84
  Coeficiente de determinación r^2 = 0.71

- Estimación del tránsito equivalente diario en cada año para el período observado, utlizando la ecuación de regresión definida por el modelo.

- Comparación de tránsito equivalente diario estimado y el tránsito observado en el período de la serie histórica, cálculo de las diferencias de tránsitos en cada año, y determinación de la sumatoria de las diferencias al cuadrado de los dos tránsitos.

- Cálculo del error estándar del modelo de proyección asumido durante el período de la serie histórica

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (\text{Tránsito estimado} - \text{Tránsito medido})^2}{n - 2}}$$

COM.EC 2587713

Tabla 5.27
Comparación de tránsitos equivalentes diarios

Año	Tránsito equivalente diario observado	Tránsito equivalente diario estimado por el modelo asumido	Diferencia de tránsitos	Diferencia^2
1985	1461	1260	-201	40401
1986	1152	1337	185	34225
1987	1635	1414	-221	48841
1988	1493	1491	-2	4
1989	1442	1568	126	15876
1990	1534	1645	111	12321
1991	1501	1722	221	48841
1992	1802	1799	-3	9
1993	1965	1876	-89	7921
1994	1862	1953	-91	8281
1995	2253	2030	-223	49729
				Σ 266449

$$\sigma = \sqrt{\frac{266449}{11-2}} \qquad \sigma = 172.06$$

- Determinar el valor promedio de los años registrados en la serie histórica

$$\text{año promedio} = \frac{(1985 + 1995)}{2} = 1990$$

- Calcular la diferencia entre el valor de cada año de la serie y el valor promedio de los años de registro; posteriormente calcular la sumatoria de las diferencias al cuadrado.

- Calcular el error de pronóstico del número de ejes equivalentes, para cada año del período de proyección.

$$\sigma_{\text{pronóstico}} = \sigma \times \sqrt{\frac{(X_o - \text{año medio})^2}{\sum (Xi_{\text{observado}} - X_{\text{medio}})^2} + \frac{1}{n}}$$

$$\sigma_{\text{pronóstico}}\ 1999 = 172.06 \times \sqrt{\frac{(1999 - 1990)^2}{100} + \frac{1}{n}}$$

WWW.LITECSA.C

$$\sigma_{pronóstico}\ 1999 = 156.5$$

- Definir el nivel de confianza con el cual se quiere estimar el tránsito de diseño, para así seleccionar el coeficiente Zr correspondiente a una distribución normal.
  Nivel de confianza = 95% Zr = 1.65

- Definir el límite superior del tránsito equivalente para cada año de la proyección.

Tabla 5.28
Resumen del cálculo del tránsito equivalente normal con nivel de confianza

Año	Tránsito equivalente diario proyectado	Error de pronóstico	Zr	Error proyectado	Límite superior de T. eq. diario
1999	2338	156.5	1.65	258	2596
2000	2415	172.1	1.65	284	2699
2001	2492	187.8	1.65	310	2802
2002	2569	203.6	1.65	336	2905
2003	2646	219.5	1.65	362	3008
2004	2723	235.5	1.65	389	3112
2005	2800	251.5	1.65	415	3215
2006	2877	267.6	1.65	441	3319
2007	2954	283.7	1.65	468	3422
2008	3031	299.8	1.65	495	3526
2009	3108	316.0	1.65	521	3630
2010	3185	332.2	1.65	548	3733
2011	3262	348.4	1.65	575	3837
2012	3339	364.6	1.65	602	3941
2013	3416	380.9	1.65	628	4045
					Σ 49790

Límite superior = Tránsito equivalente proyectado + $\sigma_{pronóstico}$ * Zr

- Cálculo del tránsito equivalente en el período de diseño para las condiciones normales. Será igual a la sumatoria anterior, multiplicada por 365 días

COM.EC 2587713

de cada año y por los correspondientes factores de distribución direccional (0.5) y por carril (1.0).

$$N = 49790 * 365 * 0.5 * 1.0 = 9086675$$

Tránsito equivalente con nivel de confianza del 95% = $9.0 * 10^6$ ejes de 8.2 toneladas.

Tránsito = T5

Diseño de las estructuras de pavimento

Parámetros de diseño

Tabla 5.29
Parámetros de diseño.
Ejemplo No. 2

Parámetros de Diseño	Valor	Categoría en el manual
Módulo resiliente promedio	850 Kg/cm^2	S3
Tránsito equivalente de diseño	9.0 x 10^6	T5
TMAP	12ºC	< 13ºC
Precipitación	1500 mm/año	< mm/año
Carta de diseño = No. 1		

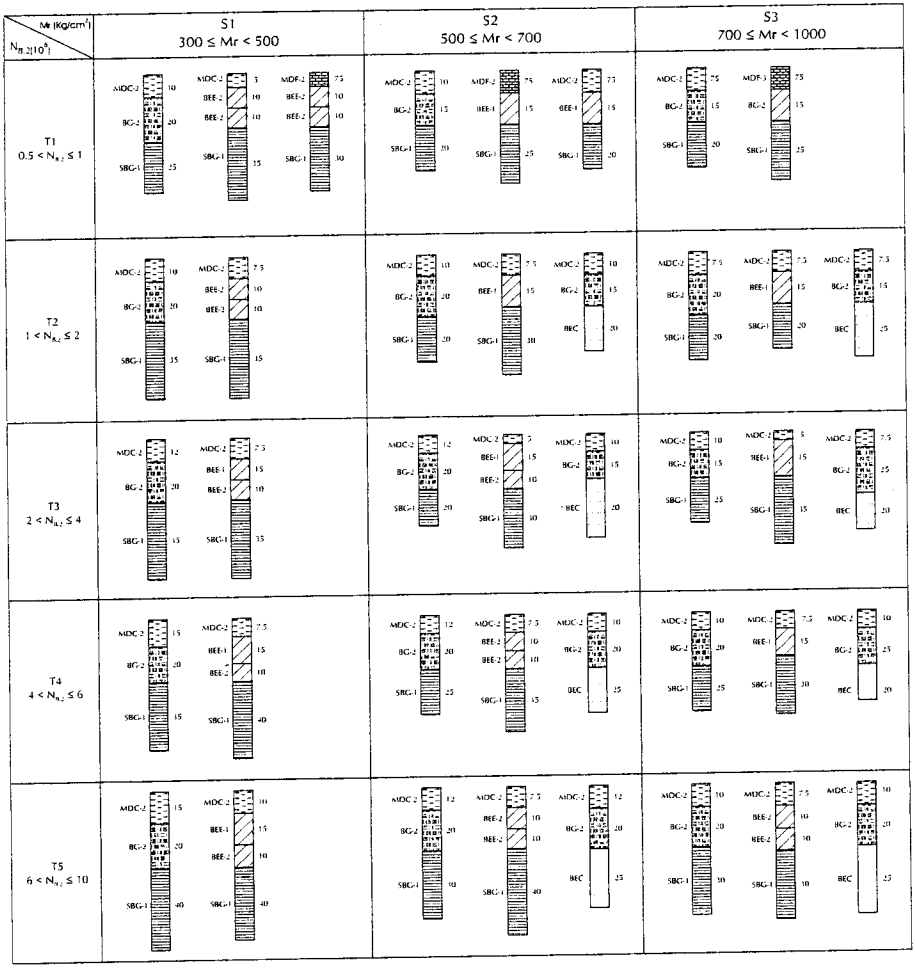
Dimensionamiento de las estructuras del pavimento

Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
MDC-2 = 10 cm	MDC-2 = 7.5 cm	MDC-2 = 10 cm
BG-2 = 20 cm	BEE-1 = 20.0 cm	BG-2 = 20 cm
SBG-1 = 30 cm	SBG-1 = 30.0 cm	BEC-3 = 25 cm

WWW.LITECSA.C

Carta No. 1
Región 1 (R1)
Fría seca y fría semihúmeda

TMAP < 13°C
Precipitación < 2000 mm/año

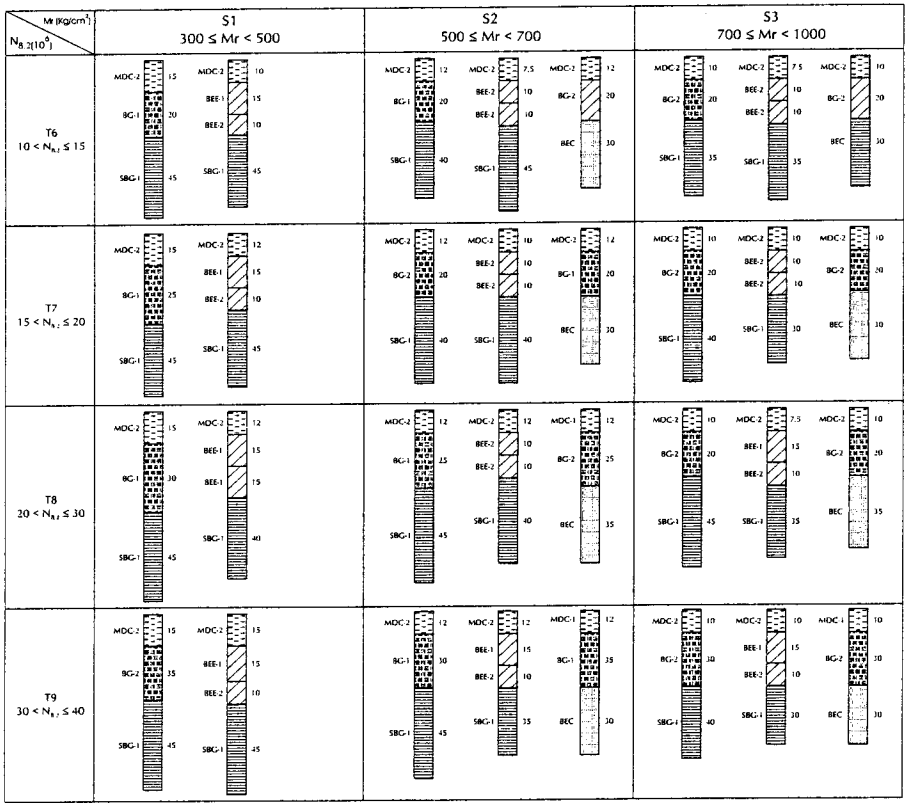


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 1
Región 1 (R1)
Fría seca y fría semihúmeda

TMAP < 13°C
Precipitación < 2000 mm/año

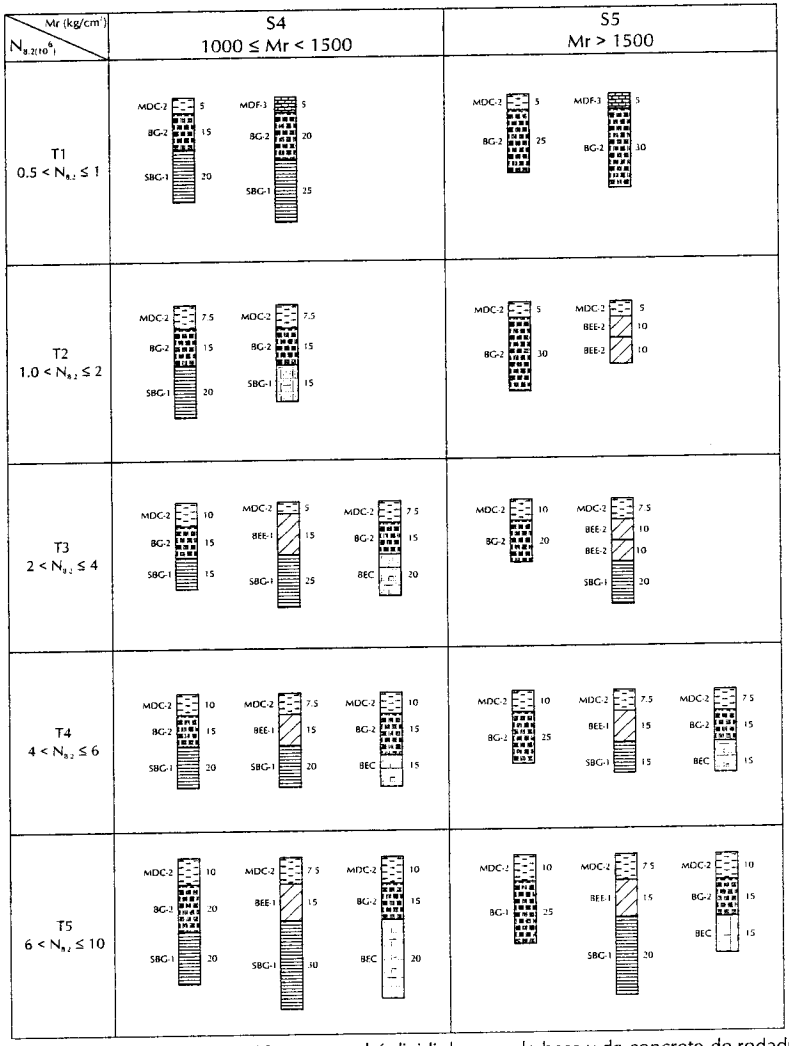


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 1
Región 1 (R1)
Fría seca y fría semihúmeda

TMAP < 13°C
Precipitación < 2000 mm/año

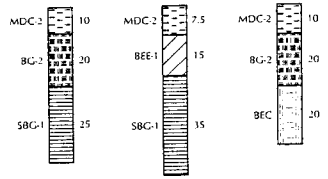
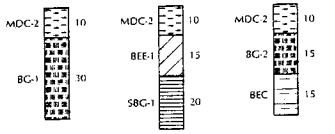
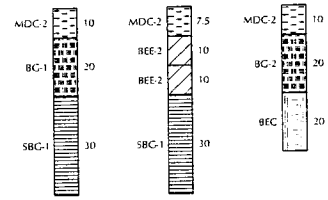
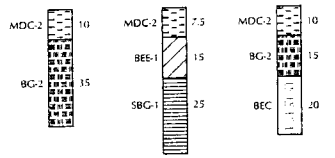
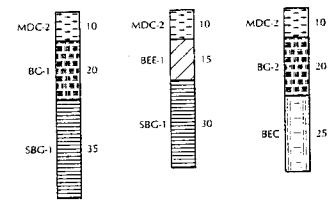
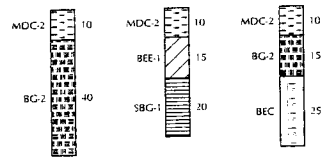
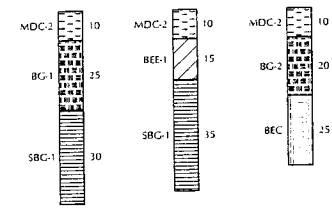
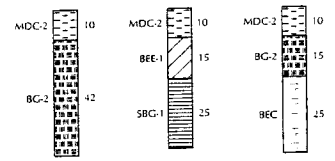


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 1
Región 1 (R1)
Fría seca y fría semihúmeda

TMAP < 13°C
Precipitación < 2000 mm/año

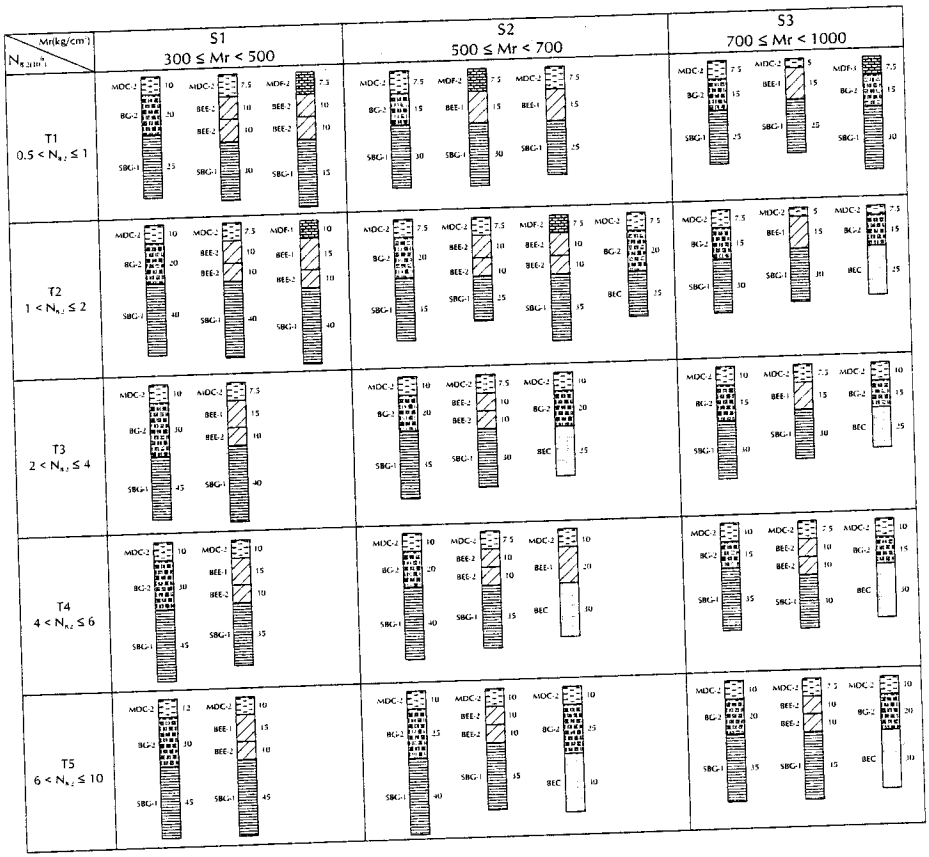
$N_{8.2(10^6)}$ \ Mr (Kg/cm²)	S4 1000 ≤ Mr < 1500	S5 Mr > 1500
T6 $10 < N_{8.2} \leq 15$		
T7 $15 < N_{8.2} \leq 20$		
T8 $20 < N_{8.2} \leq 30$		
T9 $30 < N_{8.2} \leq 40$		

1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 2
Región 2 (R2)
Templado seco y templado semihúmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación < 2000 mm/año

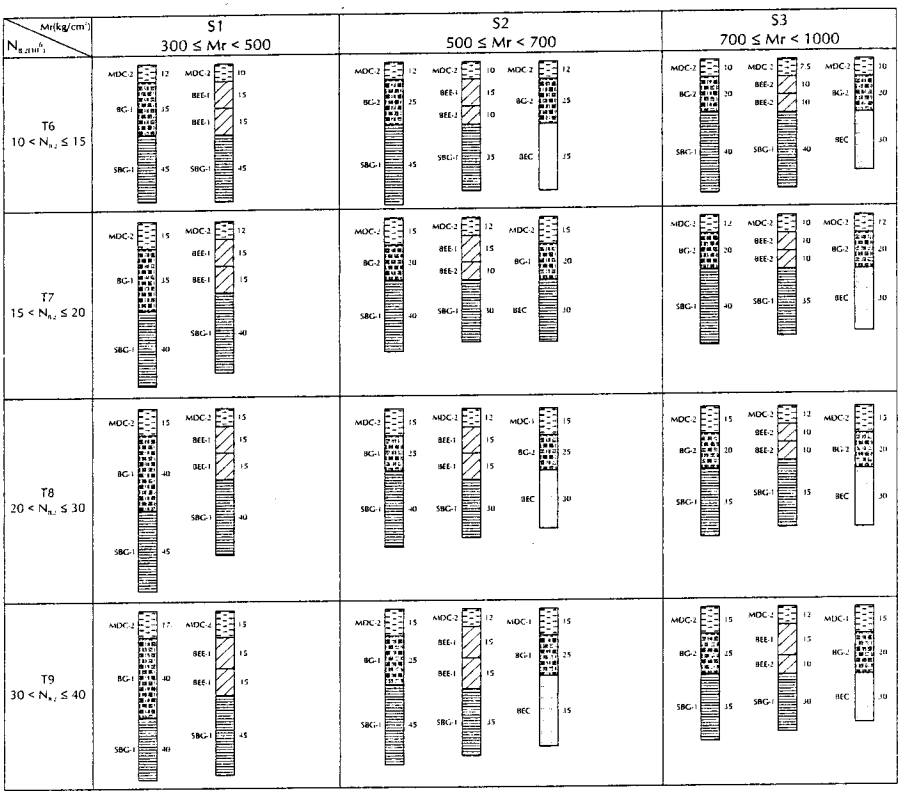


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 2
Región 2 (R2)
Templado seco y templado semihúmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación < 2000 mm/año

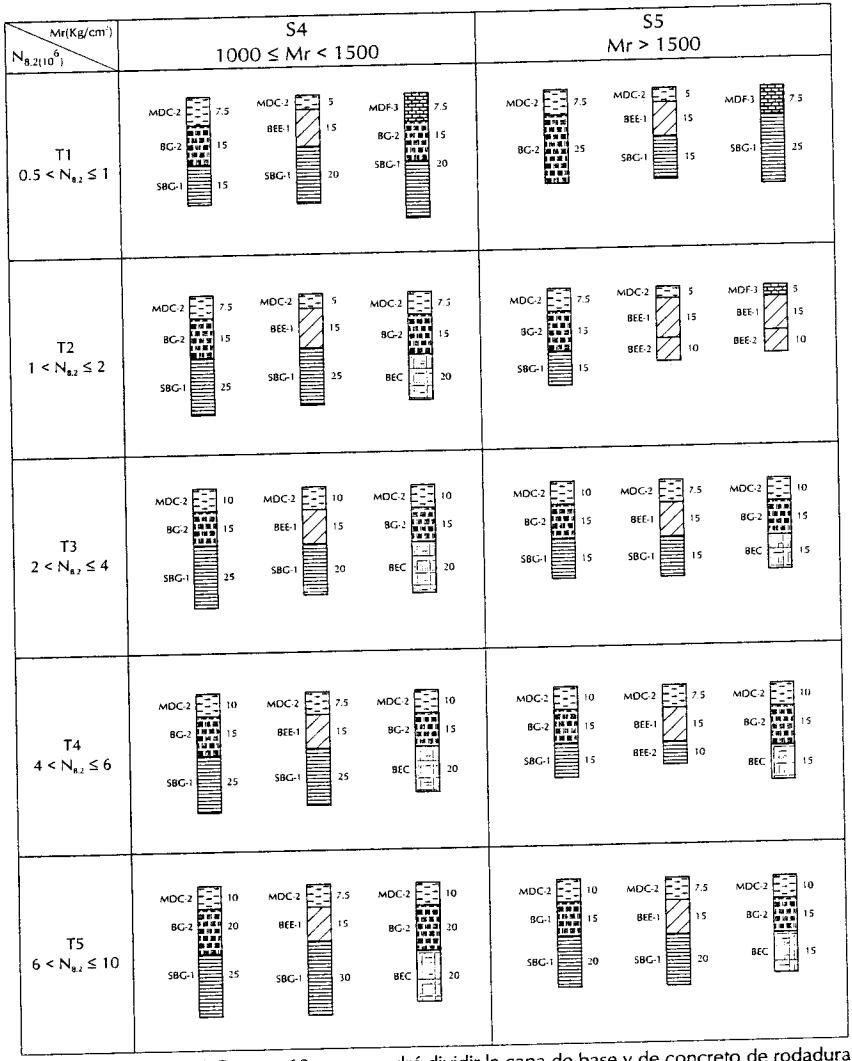


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 2
Región 2 (R2)
Templado seco y templado semihúmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación < 2000 mm/año

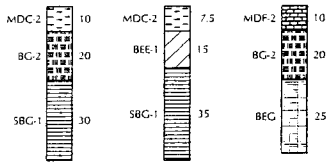
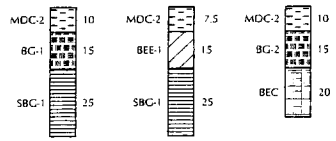
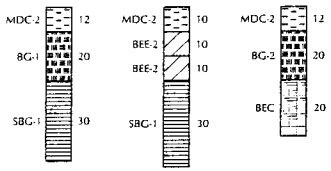
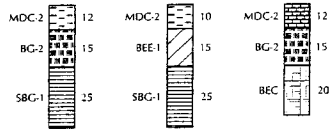
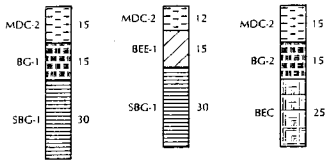
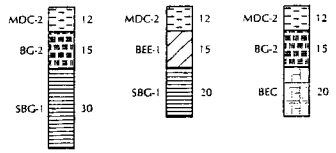
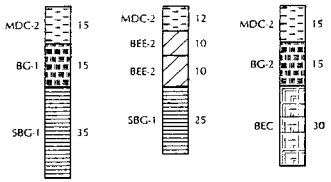
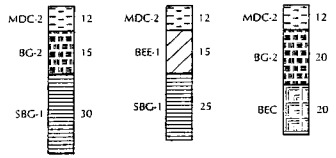


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 2
Región 2 (R2)
Templado seco y templado semihúmedo

TMAP 13°C - 20°C
Precipitación < 2000 mm/año

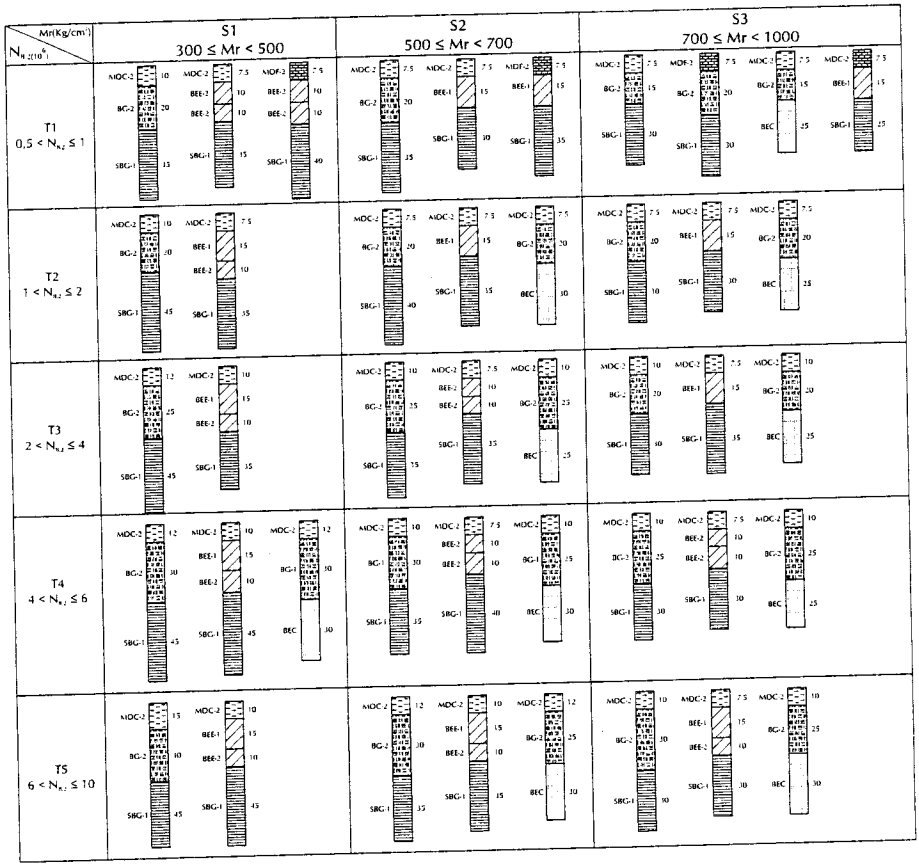
$N_{8.2(10^6)}$ \ Mr(Kg/cm²)	S4 1000 ≤ Mr < 1500	S5 Mr > 1500
T6 $10 < N_{8.2} \leq 15$		
T7 $15 < N_{8.2} \leq 20$		
T8 $20 < N_{8.2} \leq 30$		
T9 $30 < N_{8.2} \leq 40$		

1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 3
Región 3 (R3)
Cálido seco y cálido semihúmedo

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación < 2000 mm/año

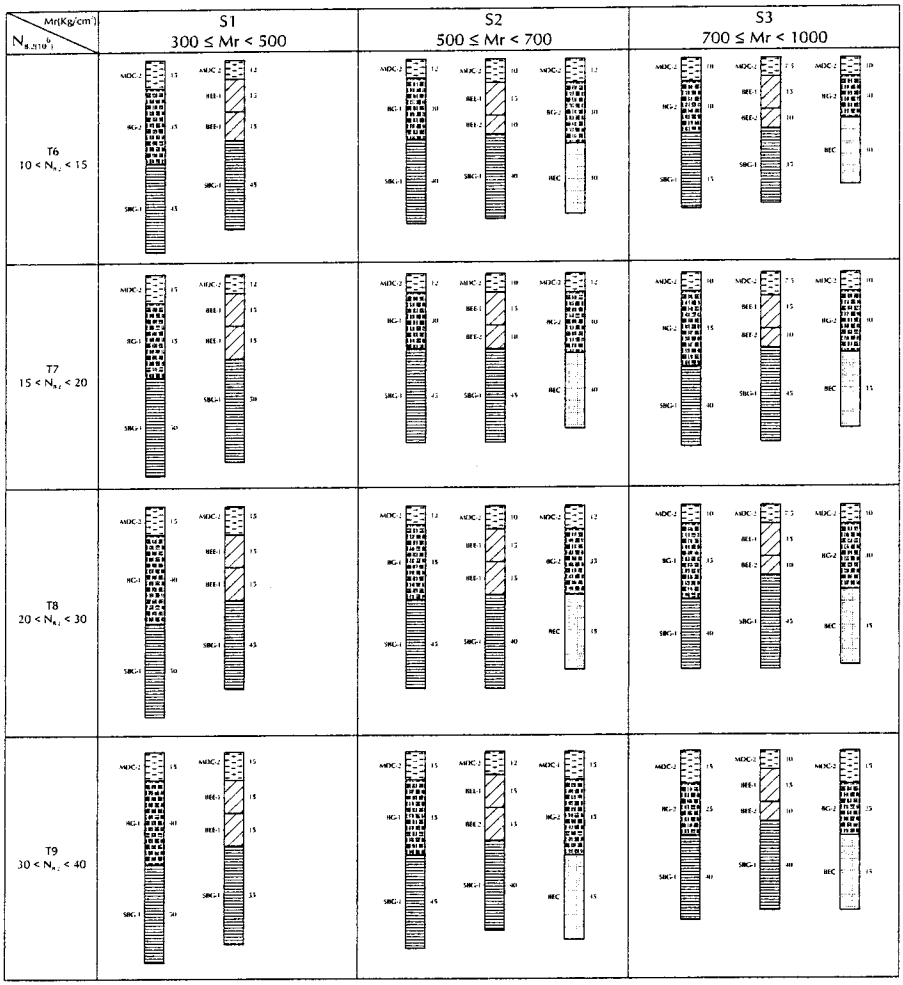


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 3
Región 3 (R3)
Cálido seco y cálido semihúmedo

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación < 2000 mm/año

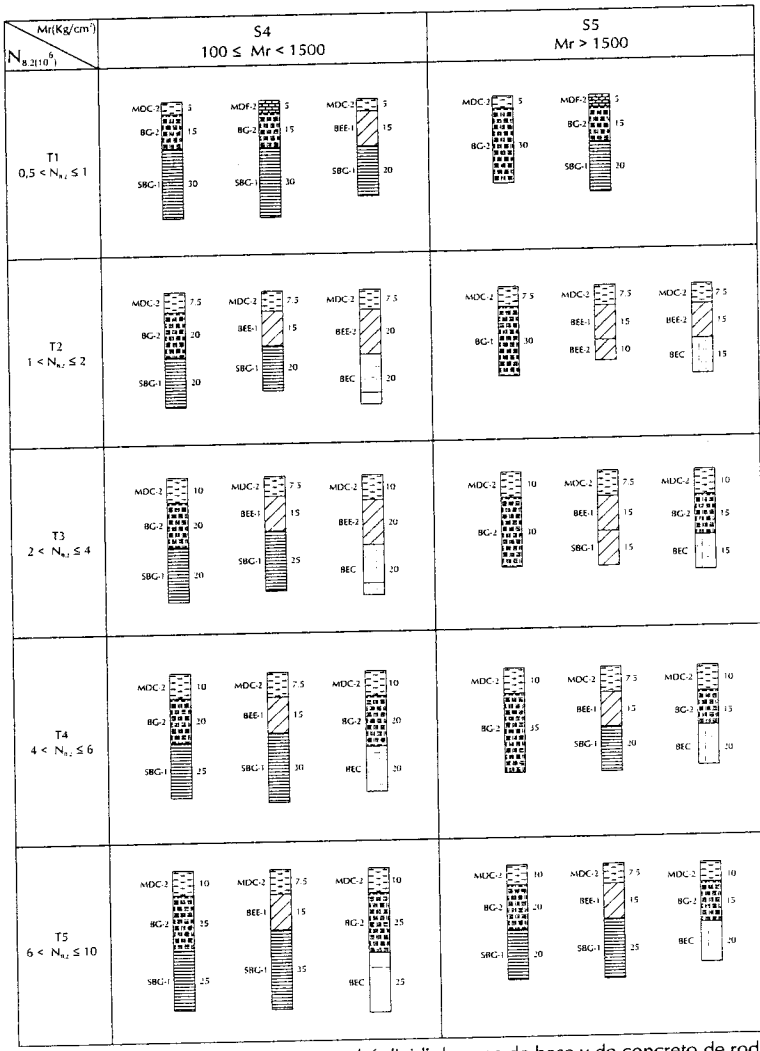


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 3
Región 3 (R3)
Cálido seco y cálido semihúmedo

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación < 2000 mm/año

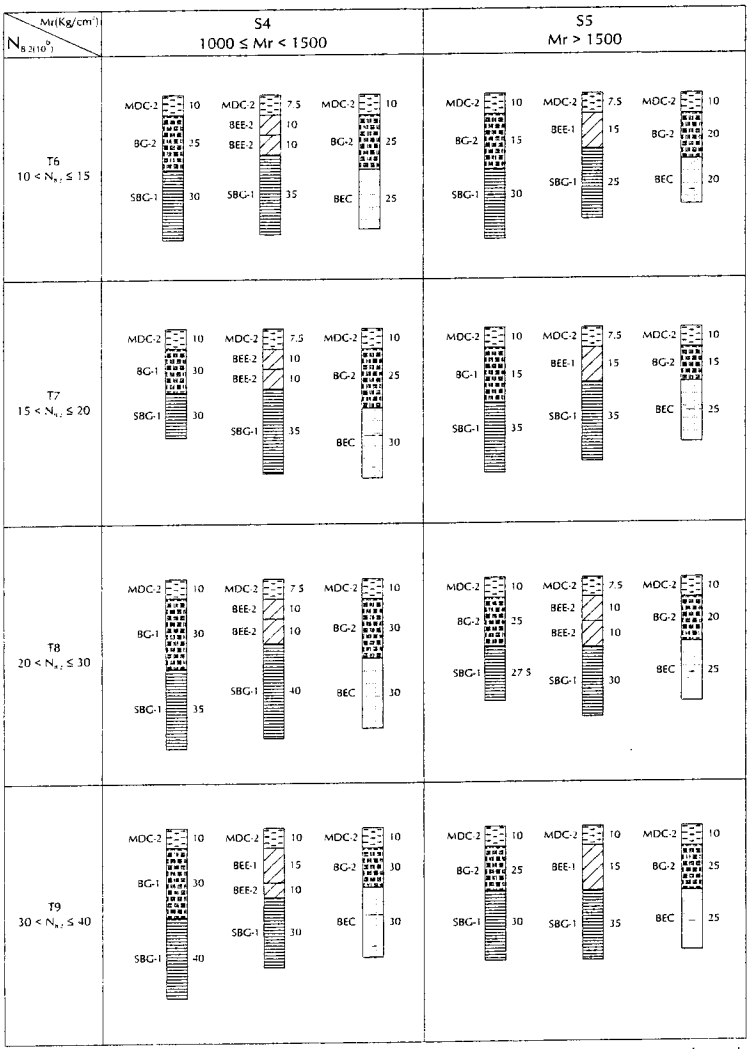


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 3
Región 3 (R3)
Cálido seco y cálido semihúmedo

TMAP 20°C - 30°C
Precipitación < 2000 mm/año

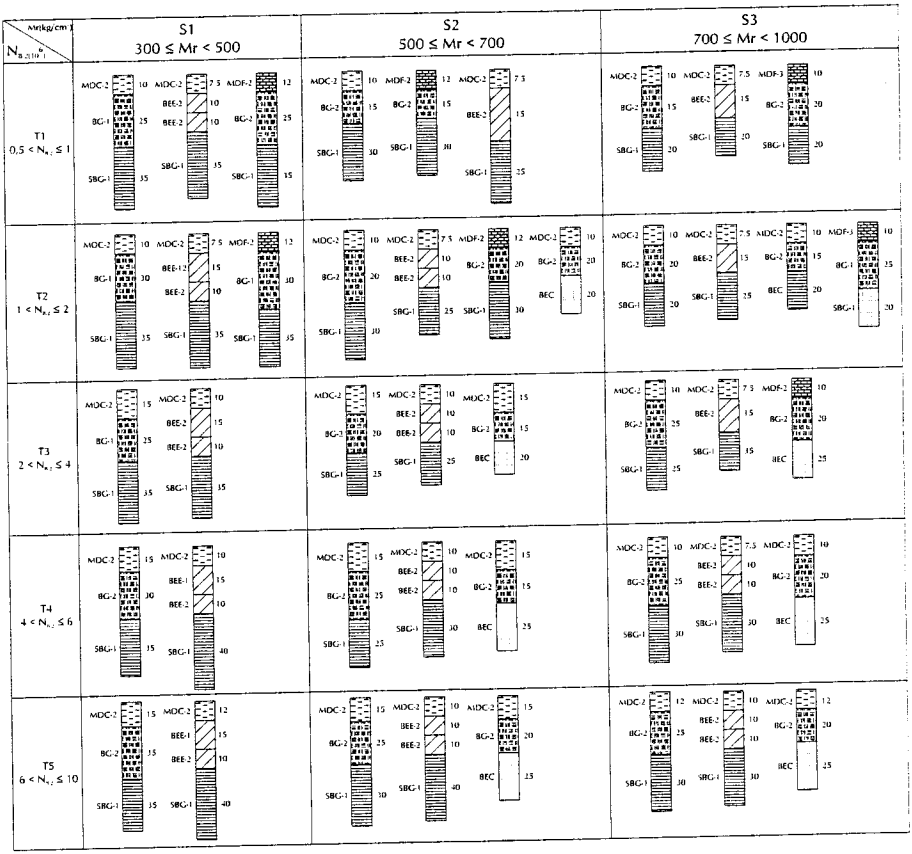


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 4
Región 4 (R4)
Templado húmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

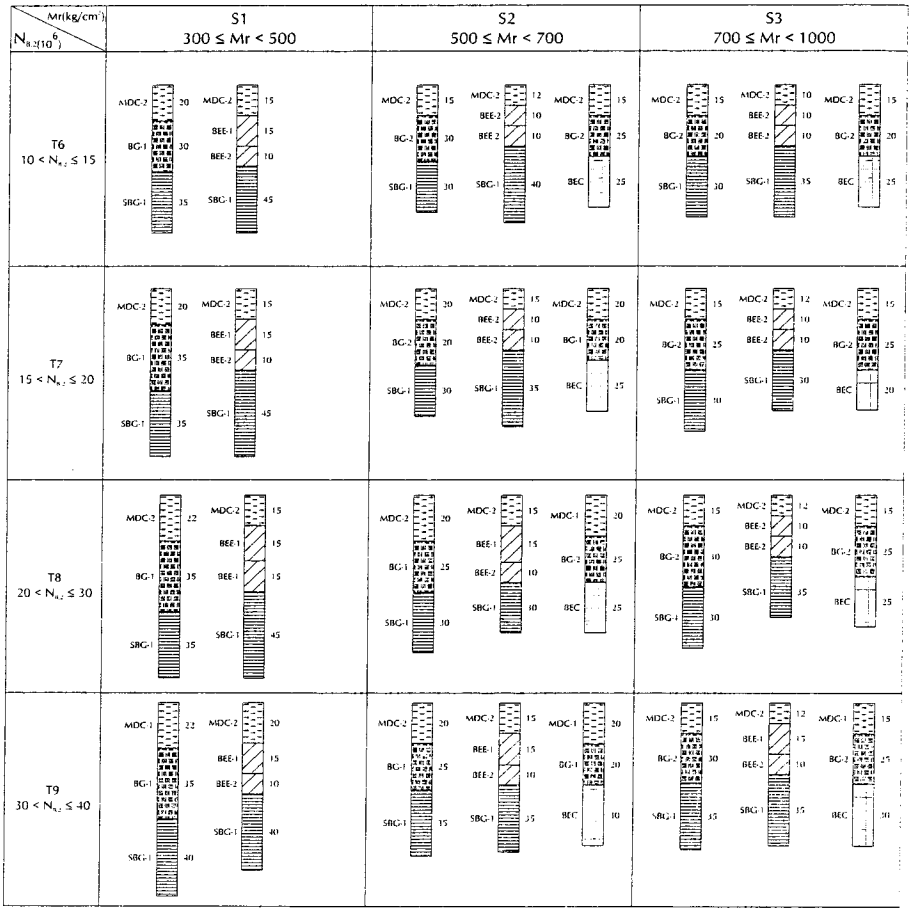


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 4
Región 4 (R4)
Templado húmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

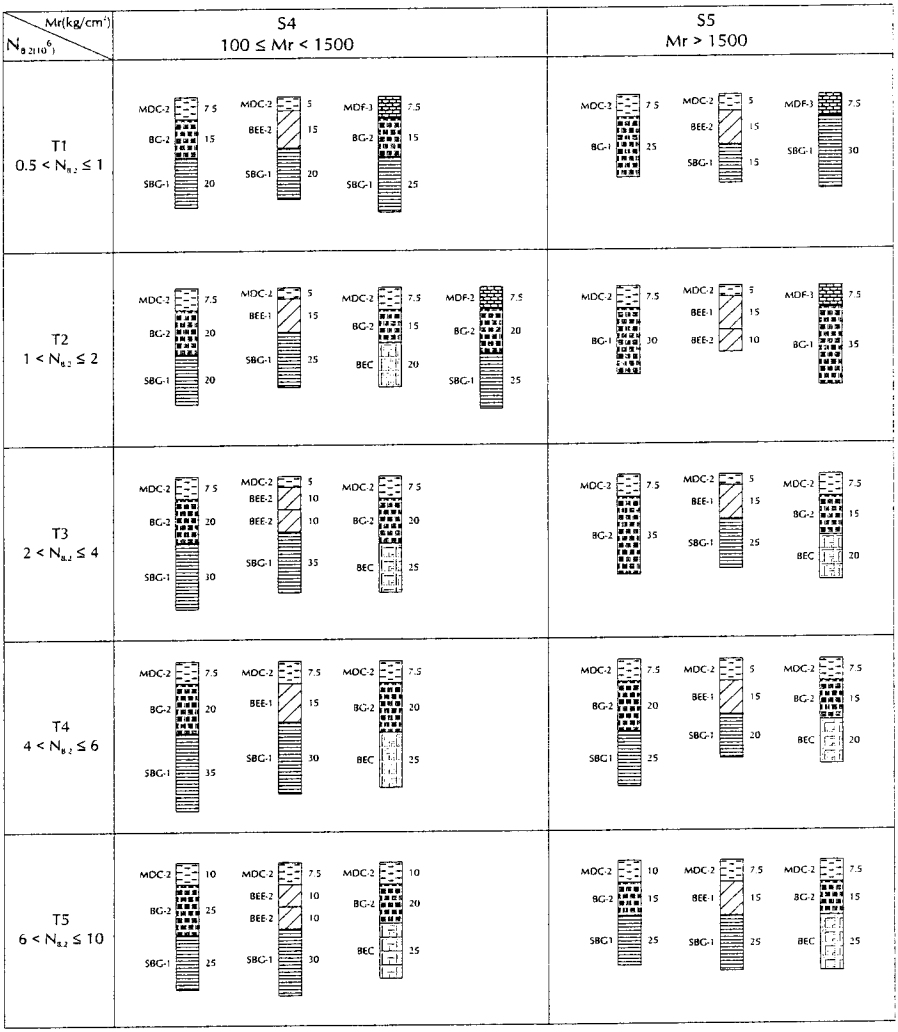


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 4
Región 4 (R4)
Templado húmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

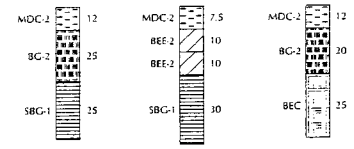
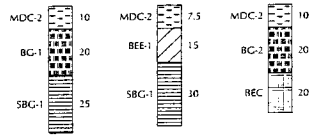
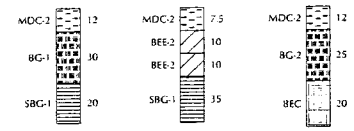
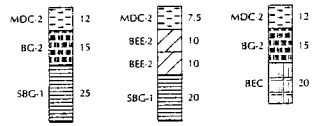
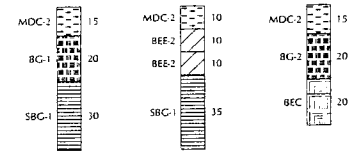
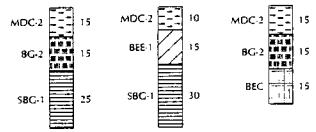
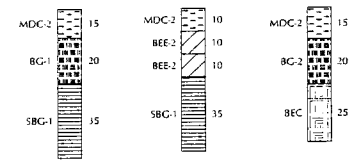
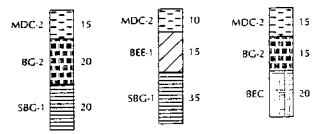


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 4
Región 4 (R4)
Templado húmedo

TMAP 13°C – 20°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

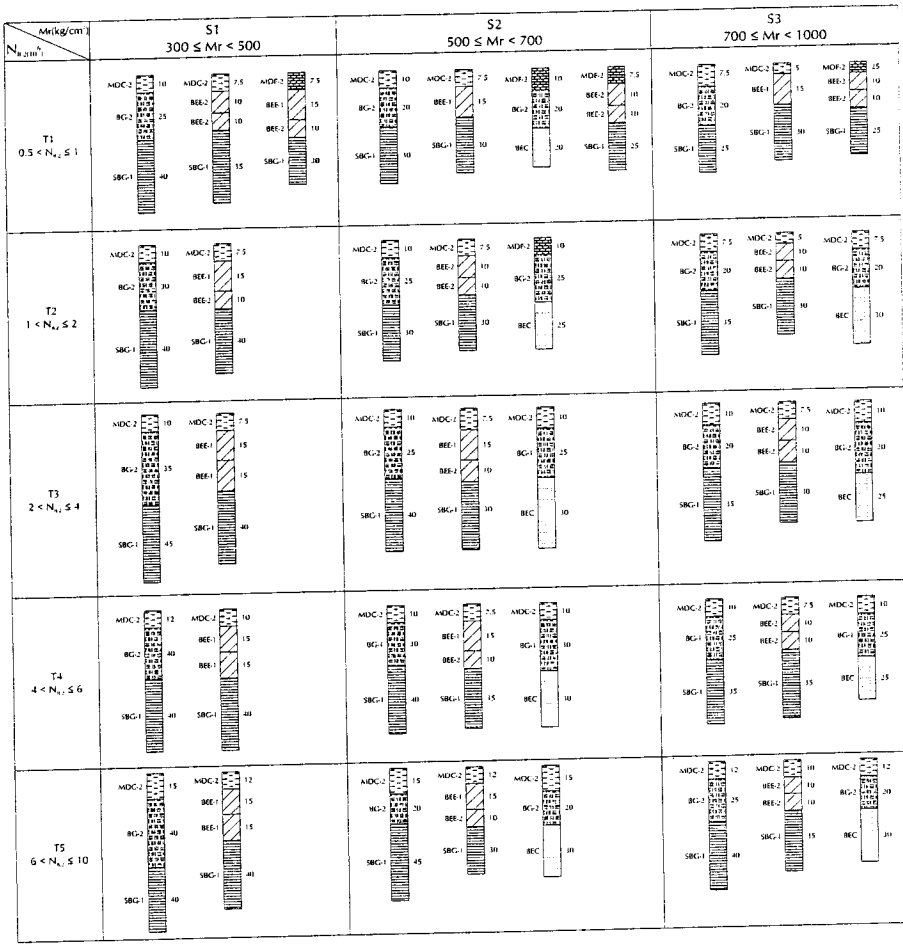
$N_{8.2(10)^6}$ \ Mr(Kg/cm²)	S4 1000 ≤ Mr < 1500	S5 Mr > 1500
T6 $10 < N_{8.2} \leq 15$		
T7 $15 < N_{8.2} \leq 20$		
T8 $20 < N_{8.2} \leq 30$		
T10 $30 < N_{8.2} \leq 40$		

1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 5
Región 5 (R5)
Cálido húmedo

TMAP 20°C -30°C
Precipitación 2000 - 4000 mm/año

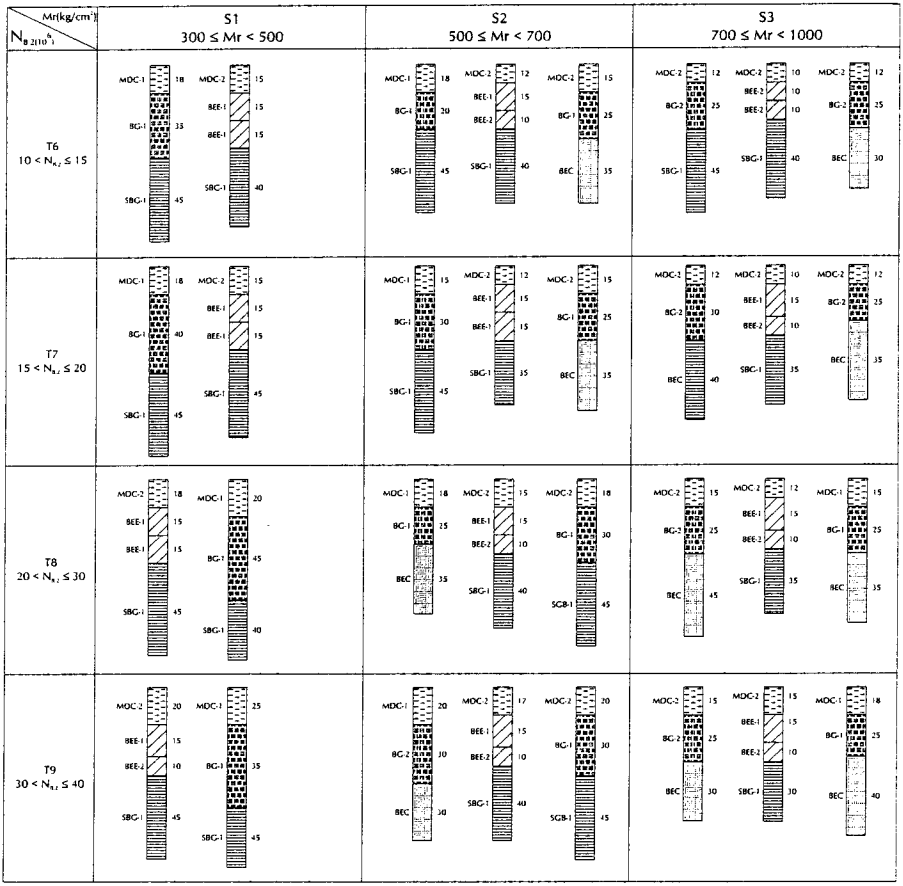


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 5
Región 5 (R5)
Cálido húmedo

TMAP 20°C –30°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

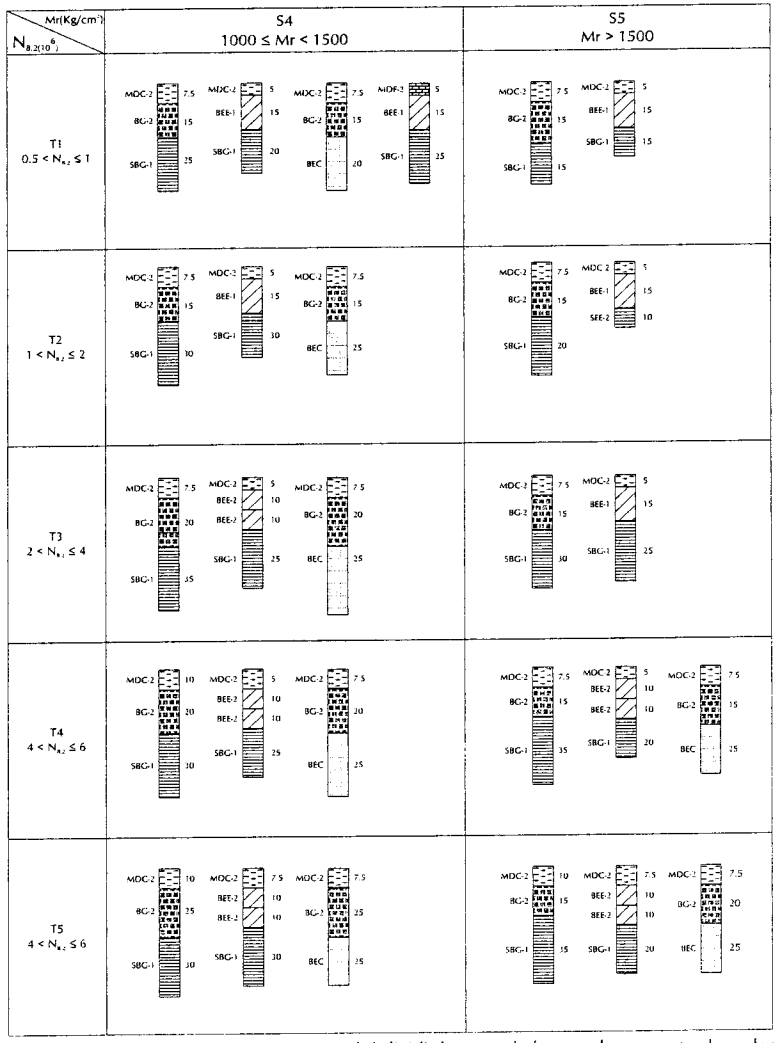


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 5
Región 5 (R5)
Cálido húmedo

TMAP 20°C –30°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

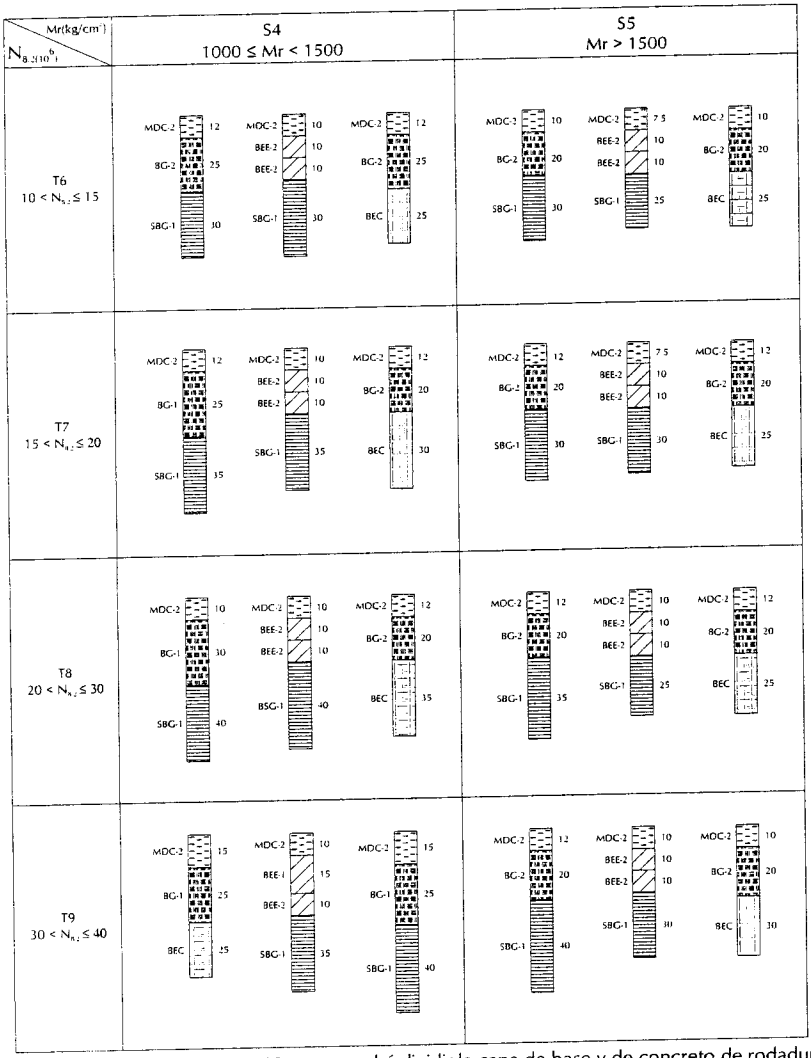


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 5
Región 5 (R5)
Cálido húmedo

TMAP 20°C –30°C
Precipitación 2000 – 4000 mm/año

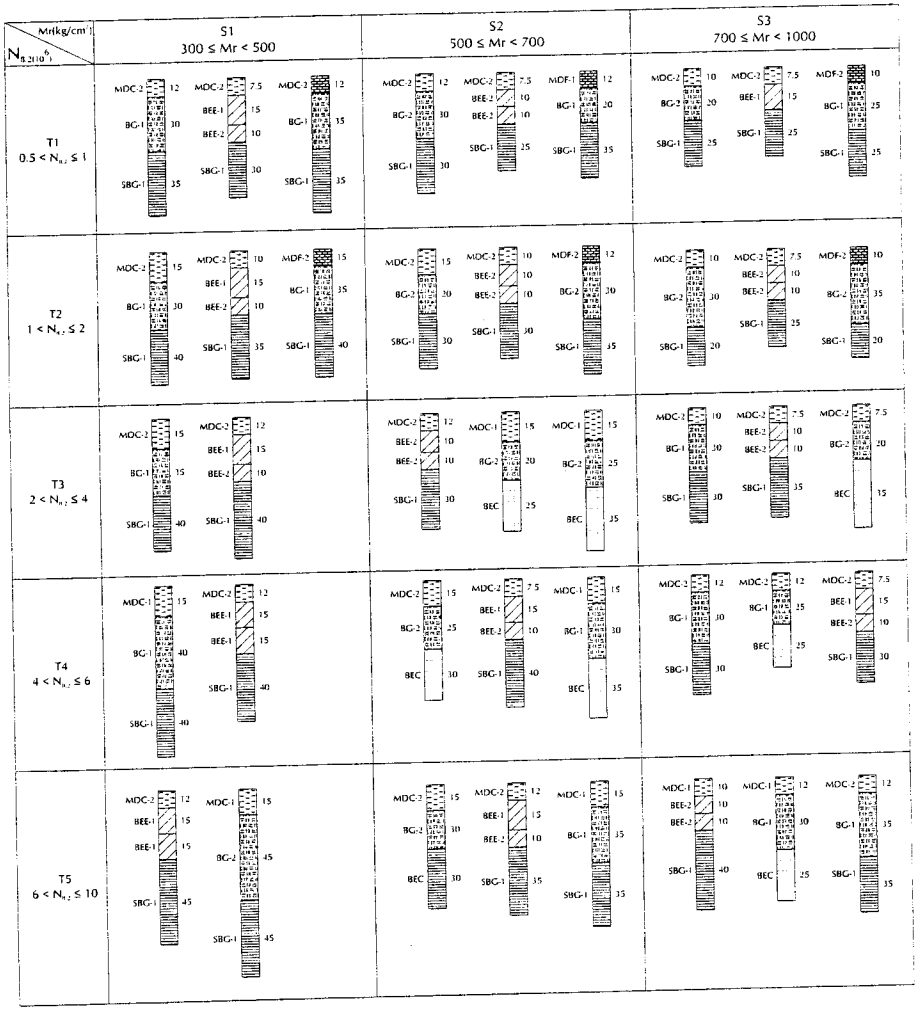


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 6
Región 6 (R6)
Cálido muy húmeda

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación > 4000 mm/año

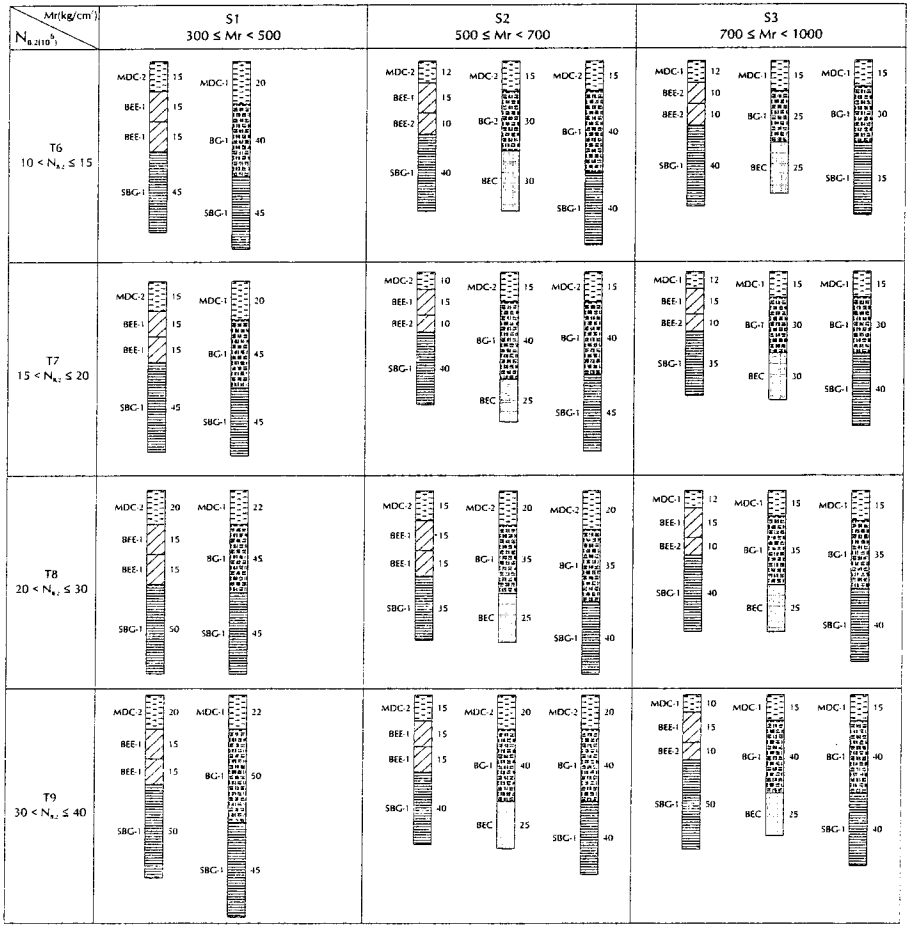


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 6
Región 6 (R6)
Cálido muy húmeda

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación > 4000 mm/año

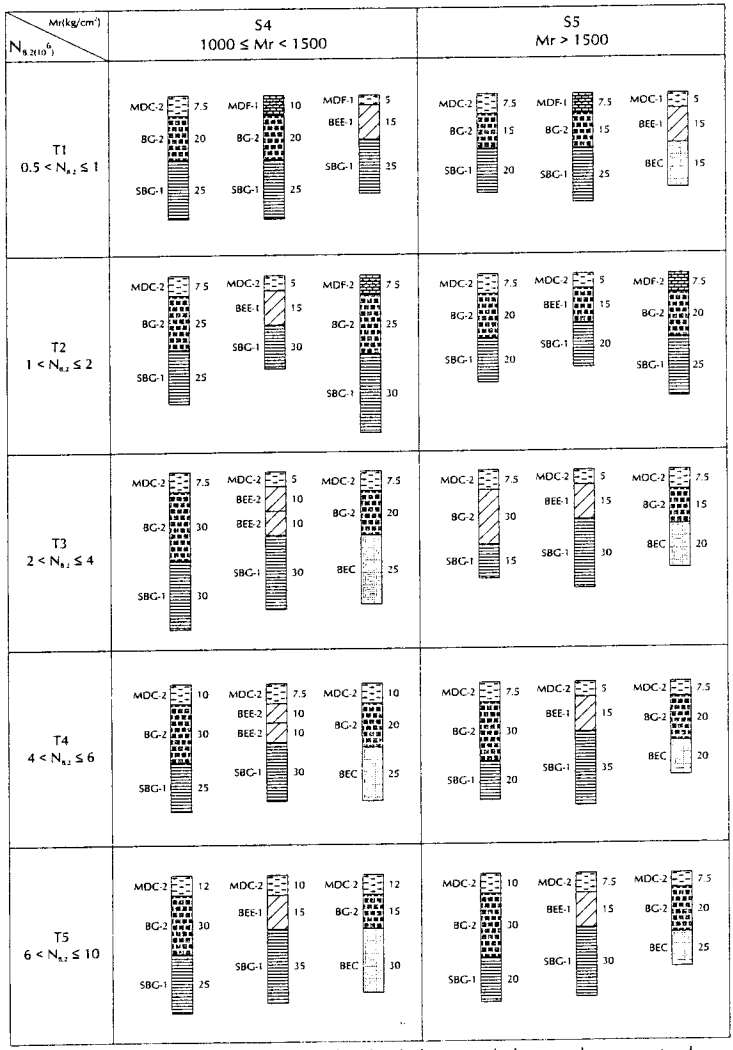


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

Carta No. 6
Región 6 (R6)
Cálido muy húmeda

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación > 4000 mm/año

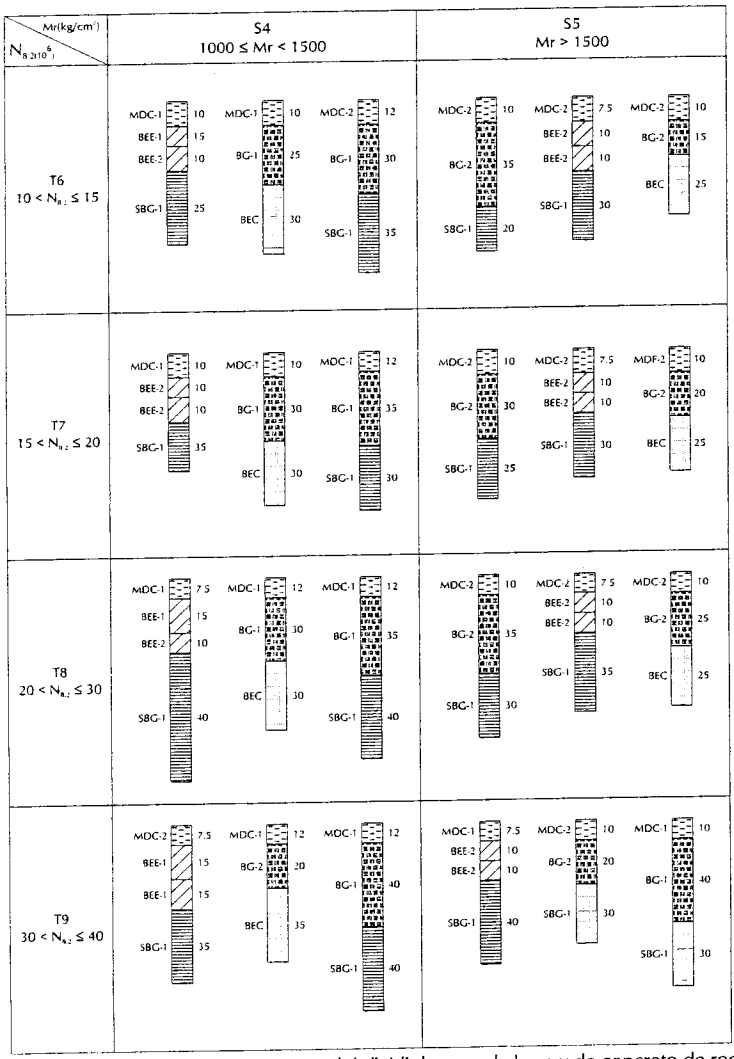


1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

COM.EC 2587713

Carta No. 6
Región 6 (R6)
Cálido muy húmeda

TMAP 20°C – 30°C
Precipitación > 4000 mm/año



1. Cuando el espesor MDC sea > 12 cm se podrá dividir la capa de base y de concreto de rodadura poniendo 5 cm como mínimo de rodadura.
2. Cuando el espesor MDC sea importante el tamaño máximo del agregado podrá aumentarse utilizando MDC-1.

WWW.LITECSA.C

5.4 MÉTODO DEL TRL PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES EN PAÍSES TROPICALES Y SUBTROPICALES

Colombia adoptó en 1970 un método de diseño de pavimentos flexibles para áreas tropicales y subtropicales basado en el propuesto por el RRL en la ROAD Note 31 de 1966.

Algunas fallas producidas en pavimentos construidos como resultado de la aplicación del método y la comprobación de su insuficiencia estructural a través de la aplicación de la teoría elástica para sistemas multicapa, obligó a restringir su uso a tránsitos no superiores a $0,5 \times 10^6$ ejes simples equivalentes de 8,2 toneladas, adoptándose el criterio SHELL para los diseños de estructuras sometidas a mayores solicitaciones.

En 1993, el TRL publicó la cuarta edición de la ROAD Note 31, la cual presenta algunas novedades:

- Adopta una estructura tipo catálogo para los diseños.
- Considera tránsitos hasta de 30 millones de ejes equivalentes.
- Incluye un amplio número de alternativa de diseños.

En la Octava Reunión de la comisión permanente del Asfalto, el Ingeniero Fernando Sánchez, presenta un análisis de la aplicabilidad del nuevo método y los resultados encontrados indican que, bajo determinadas circunstancias, algunas de las estructuras propuestas por el método pueden resultar subdimensionadas, por el cual se sugiere adoptar precauciones en el proceso de diseño.

Metodología de diseño

El diseño de un nuevo pavimento implica tres pasos principales:

1. Estimar el tránsito acumulado durante el lapso elegido como período de diseño.
2. Evaluar la resistencia de los suelos de subbrasante.
3. Escoger la combinación mas económica de materiales y espesores que se espera proporcione un servicio satisfactorio al pavimento que se construya.

La Road Note 31 considera estos pasos y pone especial énfasis en cinco aspectos que tienen singular relevancia en el diseño de pavimentos en áreas tropicales:

1. La influencia en los climas tropicales sobre las condiciones de humedad de los suelos de subrasante.

COM.EC 2587713

2. Las severas condiciones a que pueden estar expuestas las carpetas asfálticas en dichos climas
3. La interrelación entre el diseño y el mantenimiento de la estructura.
4. Las altas cargas por eje y presiones de inflado que son comunes en los países tropicales.
5. La influencia de los climas de estos países sobre la naturaleza de los suelos y rocas usados en la construcción de pavimentos.

5.4.1 Evaluación del tránsito

El tránsito de diseño se valora en términos del número de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño y durante el período de diseño. El exponente recomendado para el cálculo de los factores de equivalencia de carga es siempre de 4.5 a pesar de que el método incluye estructura semi-rígidas sobre las cuales existen referencias de que la relación de agresividad de las cargas es mayor.

El método reconoce la dificultad de hacer proyecciones precisas, sobre todo en países en vías de desarrollo, pero recuerda que las espesores de diseño son poco sensibles al número acumulado de ejes equivalentes y presenta estructuras fijas para los rangos de tránsito que muestra la Tabla 5.31.

Tabla 5.31
Clases de tránsito

Clases	Rango (10^6 ejes equivalentes de 8.2 toneladas)
T1	<0.3
T2	0.3 - 0.7
T3	0.7 - 1.5
T4	1.5 - 3.0
T5	3.0 - 6.0
T6	6.0 - 10.0
T7	10.0 - 17.0
T8	17.0 - 30.0

WWW.LITECSA.C

5.4.2 La subrasante

El método exige la valoración de la resistencia de los suelos de subbrasante en términos de su CBR, estimado para la densidad especificada (generalmente el 100% de la máxima del Proctor normal) y una condición de humedad correspondiente a la mayor que sea de esperar ocurra en la subrasante luego de que la vía sea puesta en servicio.

EL TRL considera que la humedad de los suelos bajo una superficie impermeable se encuentra en alguna de tres categorías y describe los suelos y condiciones representativas de cada unas de ellas, así como la manera de determinar la humedad. Dichas categorías son:

1. Subrasantes donde la tabla del agua está lo suficientemente cerca de la superficie como para controlar la humedad de la subrasante. En tales casos el método más sencillo para determinar la humedad es midiéndola en subrasantes bajo pavimentos existentes en similar situación, en la época del año en que la tabla de agua esté a su más alto nivel, permitiéndose las medidas en subrasantes diferentes, en virtud del hecho de que la relación humedad/límite plástico es la misma para diferentes suelos cuando el nivel freático y las condiciones climáticas son similares. Si no hay pavimentos construidos en el área del proyecto, la humedad puede estimarse conociendo la profundidad de la tabla de agua y la relación succión/humedad para el suelo de subrasante.

2. Subrasantes con tablas de agua profundas y donde la lluvia es suficiente para producir cambios significativos en las condiciones de humedad bajo el pavimento. En este caso, la condición de humedad con propósitos de diseño corresponde a la óptima del ensayo normal de compactación

3. Subrasantes en áreas sin tabla de agua permanente cerca de la superficie y donde el clima es seco la mayor parte del año y la lluvia anual sea inferior a 250 mm. La humedad de la subrasante con fines de diseño corresponde al 80% de la óptima definida en el ensayo normal de compactación.

   Para evitar que la resistencia de la subrasante no resulte ni sobre ni subestimada, el método recomienda usar el valor correspondiente a aquel que sea superado por el 90% de los resultados de los ensayos ejecutados.

   Determinado el valor de resistencia representativo de cada suelo, éste deberá asignarse a una de las seis (6) clases que reflejan la sensibilidad del espesor de diseño a la resistencia de la subrasante conforme se define en la Tabla 5.32.

COM.EC 2587713

Tabla 5.32 Clases de la resistencia de la subrasante	
Clase	**Rango de CBR**
S1	2
S2	3 - 4
S3	5 - 7
S4	8 - 14
S5	15 - 29
S6	30+

En los casos en que no se disponga de equipo para determinar el CBR directa o indirectamente, se permite la clasificación de los suelos de subrasante con ayuda de la Tabla 5.33 la cual resulta apropiada para subrasantes cuyas condiciones de humedad se encuentren en las categorías 1 y 2, siendo posible usarla en las de categoría 3 si se considera aceptable una estimación conservativa de su resistencia.

Tabla 5.33 Estimación de las clases de resistencia de diseño en presencia de niveles freáticos					
Profundidad del nivel freático (m)	**Arena no plástica**	**Arcilla arenosa IP = 10**	**Clases de resistencia**		
			Arcilla arenosa IP = 20	**Arcilla limosa IP = 30**	**Arcilla pesada IP > 40**
0.5	S4	S4	S2	S2	S1
1	S5	S4	S3	S2	S1
2	S5	S5	S4	S3	S2
3	S6	S5	S4	S3	S2

5.4.3 Materiales de construcción

Subrasantes mejoradas. Se recomiendan para proveer suficiente cobertura sobre subrasantes débiles, en sustitución de subbases espesas, para reducir

WWW.LITECSA.C

costos, exigiéndose un CBR mínimo de 15 en las condiciones de humedad y densidad esperadas, de acuerdo con lo descrito en el numeral 5.4.2.

Subbases y bases granulares. Se permite el empleo de un amplio rango de materiales, dependiendo del tránsito de diseño y de las condiciones climáticas en la región del proyecto, así como del nivel de mantenimiento previsto y los costos totales esperados durante la vida del pavimento.

Las principales categorías de materiales de base y subbase, con una breve descripción de sus características, se resumen en la Tabla 5.34.

Materiales estabilizados con cemento y cal. El catálogo de diseño considera tres tipos de capas estabilizadas, cuyas respectivas resistencias se definen en la Tabla 5.35. Al fijar límites superiores de resistencia se busca minimizar el riesgo de fisuraciones reflejas en la superficie del pavimento.

La selección del estabilizante depende de la plasticidad y distribución de los tamaños de las partículas por estabilizar. La Tabla 5.36 presenta una guía para dicha escogencia, advirtiéndose que la adición de puzolanas a suelos de baja plasticidad los hace aptos para estabilizar con cal.

Materiales ligados con asfalto. A pesar de considerar que las mezclas en frío pueden presentar buen comportamiento en carreteras de baja solicitación, el manual no las recomienda y, por lo tanto, no las somete a discusión. En

Tabla 5.34
Propiedades básicas de los materiales de base y subbase granular

Capa	Código	Descripción	Resumen de la especificación					
			Gradación	Pasa Nº 200	LL	IP	PP	CBR
Base	GB1,A	Roca triturada fresca	Densa	<12				>100
Base	GB1,B	Grava, roca o cantos triturados que pueden contener finos naturales	Densa	<12		<6	<45	>100
Base	GB2,A	Macadam en seco	2 capas			<6		
Base	GB2,B	Macadam hidráulico	2 capas			<6		
Base	GB3	Material granular natural incluyendo gravas procesadas	Densa	<15		<6	<60	>80
Subbase	GS	Grava natural	Densa	<25	<35 <45 <55	<6 <12 <20		>30

COM.EC 2587713

Tabla 5.35
Propiedades de los materiales estabilizados con cemento y cal

Código	Descripción	Resistencia a compresión incofinada* (MPa)
CB1	Base estabilizada	3.0–6.0
CB2	Base estabilizada	1.5–3.0
CS	Subbase estabilizada	0.75–1.5

* Ensayos sobre cubos de 150 mm de arista.

Tabla 5.36
Guía para selección del estabilizante propiedades del suelo

Tipo de estabilización	% pasa tamiz Nº 200>25				% pasa tamiz Nº200<25	
	IP<10	10<IP<20	IP>20	IP<6 PP<60(2)	IP<10	IP>10
Cemento	SI	SI	(1)	SI	SI	SI
Cal	(1)	SI	SI	NO	(1)	SI
Cal- Puzolana	SI	(1)	NO	SI	SI	(1)

(1) Efectividad marginal
(2) PP = Producto Plástico = IP x Pasa tamiz Nº 40

consecuencia, sólo se describe el empleo de mezclas elaboradas en planta y colocadas en caliente (premezcladas).

Se exige que los agregados gruesos requeridos para la elaboración de estas mezclas provengan de trituración de materiales sanos y se encuentren limpios, libres de arcilla y material orgánico y presenten las características de calidad indicadas en la Tabla 5.37.

Por su parte, el agregado fino y el llenante podrán provenir de trituración o ser naturales, debiendo cumplir las exigencias de la Tabla 5.38. Se contempla la adición de cemento Portland o cal hidráulica en bajas proporciones para mejorar la adhesividad.

Los principales tipos de mezclas que considera el método, tanto para capas de rodadura como de base, son el concreto asfáltico, el macadam asfáltico y

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.37
Propiedades de los agregados gruesos para mezclas asfálticas

Propiedad	Ensayo	Especificaciones
Forma	Índice de aplanamiento	<45%
Resistencia	Valor de trituración Valor de impacto	<25% <25%
Abrasión	Desgaste Los Angeles	<30% (rodadura) <35%(otras capas)
Pulimento	Coef. Pulimento acelerado	>50 - 75
Durabilidad	Solidez en sulfatos Sodio Magnesio	<12% <18%
Absorción	Absorción de agua	<2%
Adhesividad	I.T.T	Estabilidad retenida>75%

Tabla 5.38
Propiedades de los agregados finos para mezclas asfálticas

Propiedad	Ensayo	Especificaciones		
Limpieza	Equivalente de arena	Tránsito <T3 T3 o mayor	Rodadura >35% >40%	Base >45% >50%
	Indice plástico	<4		
Durabilidad	Solidez en sulfatos Sodio: Magnesio:	<15% <20%		

el asfalto laminado, aunque también se menciona el empleo de mezclas del tipo de arena -asfalto para ciertas situaciones particulares (Figuras 5.12, 5.13 y 5.14).

Tratamientos superficiales. Algunas de las cartas de diseño permiten el empleo de tratamientos superficiales simples o dobles como superficie de desgaste, considerándose que el comportamiento de los primeros puede ser satisfactorio si se construyen sobre una base asfáltica, mientras que los segundos se recomiendan sobre cualquier base no bituminosa.

COM.EC 2587713

5.4.4 Figuras de diseño

El método propone ocho (8) figuras de diseño (5.4 a 5.11) cuyas celdas están definidas por los rangos de tránsito descritos en el numeral 5.4.1 y los de subrasante indicados en el numeral 5.4.2. Los requerimientos básicos en relación con la calidad de los materiales de pavimentos se sintetizan en la Tabla 5.39.

Tabla 5.39
Requisitos de los materiales para las cartas de diseño

Figura Nº	Superficie	Base
5.4	Tratamiento superficie doble	T1 a T4, usar GB1, GB2 ó GB3 T5, usar GB1,A ó GB1,B T6, emplear GB1,A.
5.5	Tratamiento superficie doble	T1 a T4, usar GB1, GB2 ó GB3 T5, usar GB1, T6, T7, T8, emplear GB1,A.
5.6	Arena - asfalto	T1 a T4, usar GB1 ó GB2 T5, usar GB1 T6, emplear GB1,A.
5.7	Arena - asfalto	T1 a T4, usar GB1 ó GB2 T5, usar GB1 T6, T7, T8, Usar GB1,A.
5.8	Capa de rodadura y base asfáltica	GB1,A
5.9	Capa de rodadura y base asfáltica	GB1 ó GB2
5.10	Tratamiento superficial simple de alta calidad ó tratamiento doble para T4 Arena asfalto para T5 a T8	RB1, RB2 ó RB3
5.11	Tratamiento superficial doble	CB1, CB2

La elección de una u otra de las alternativas de diseño que presentan las cartas, depende de factores tales como la minimización de los costos de transporte, el nivel deseado de mantenimiento, el probable comportamiento de la estructura, el costo de los materiales, la experiencia de los contratistas, etc. Se considera que para muchas vías, en especial las de bajo tránsito, la experiencia local puede ser definitiva en el proceso de selección, no justificándose la ejecución de análisis demasiado sofisticado.

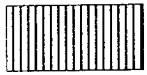
Ejemplo:

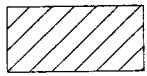
Diseñar un pavimento flexible para una vía cuyo número esperado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño y durante el período de

WWW.LITECSA.C

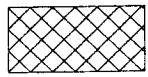
Figura 5.9 – Convenciones para el uso de las cartas de diseño.

Tratamiento superficial doble


Arena - asfalto

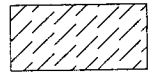

Concreto asfáltico
(Rodadura WC, y base asfáltica BC)

Base asfáltica, RB

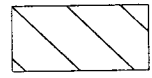

Base granular, GB - GB3

Subbase granular, GS

Relleno seleccionado, GC

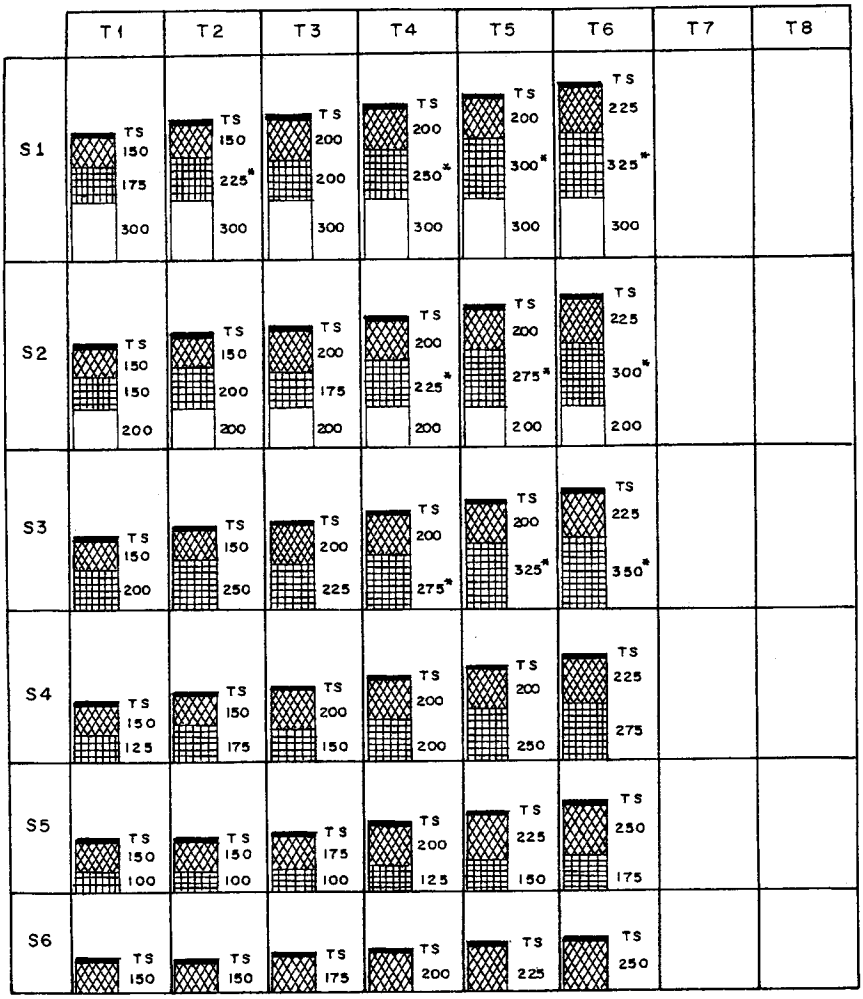

Base estabilizada con cemento o Cal 1, CB1

Base estabilizada con cemento o Cal 2, CB2


Subbase estabilizada con cemento o Cal, CS

COM.EC 2587713

Figura 5.10 – Base granular/tratamiento superficial.



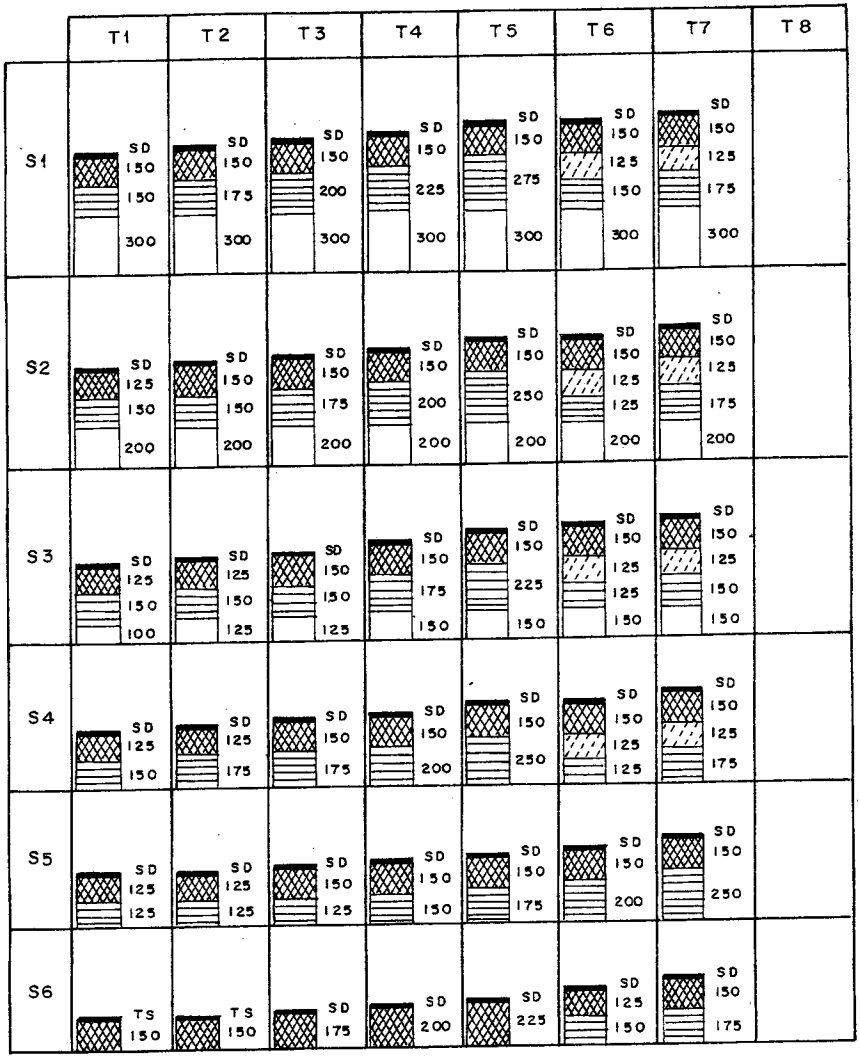
Notas: 1.*Se pueden sustituir hasta 100 mm. de subbase por material seleccionado siempre y cuando el espesor de la subbase no resulte inferior al de la base ni menor de 200 mm., debiendo tomarse el mayor de los 2.

La relación de sustitución subbase: material seleccionado es 25 mm.: 32 mm.

2. Se permite el uso de subbases estabilizadas con cal o con cemento.

WWW.LITECSA.C

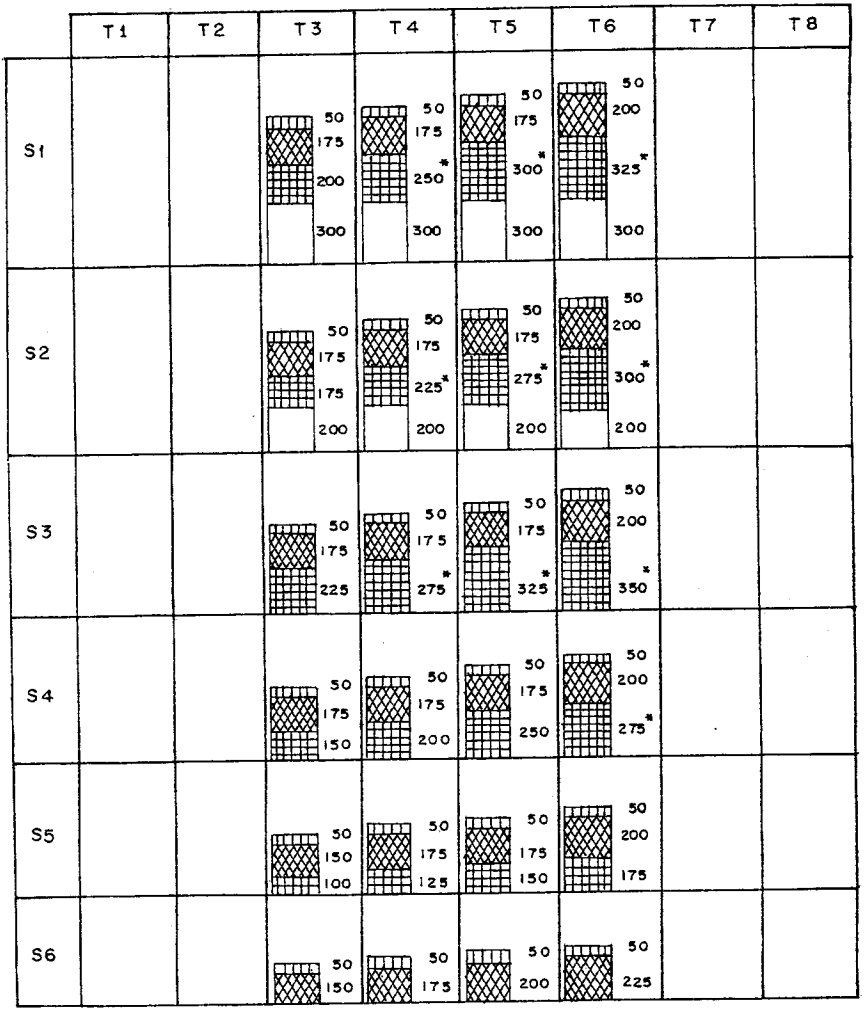
Figura 5.11 – Base compuesta (granular y estabilizada)/ tratamiento superficial.



Nota: No se permite sustitución de subbase por material seleccionado.

COM.EC 2587713

Figura 5.12 – Base Granular/rodadura semiestructural.



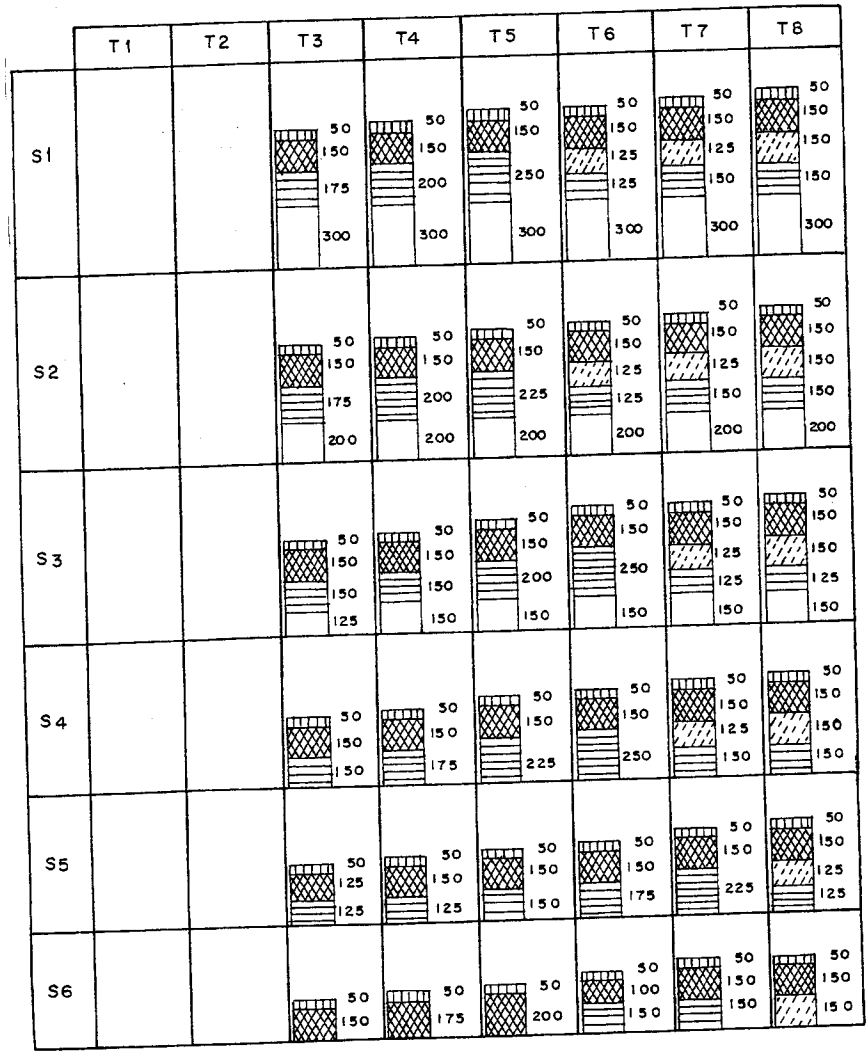
Notas: 1.*Se pueden sustituir hasta 100 mm. de subbase por material seleccionado siempre y cuando el espesor de la subbase no resulte inferior al de la base ni menor de 200 mm., debiendo tomarse el mayor de los 2.

La relación de sustitución subbase: material seleccionado es 25 mm.: 32 mm.

2. Se permite el uso de subbases estabilizadas con cal o con cemento.

WWW.LITECSA.C

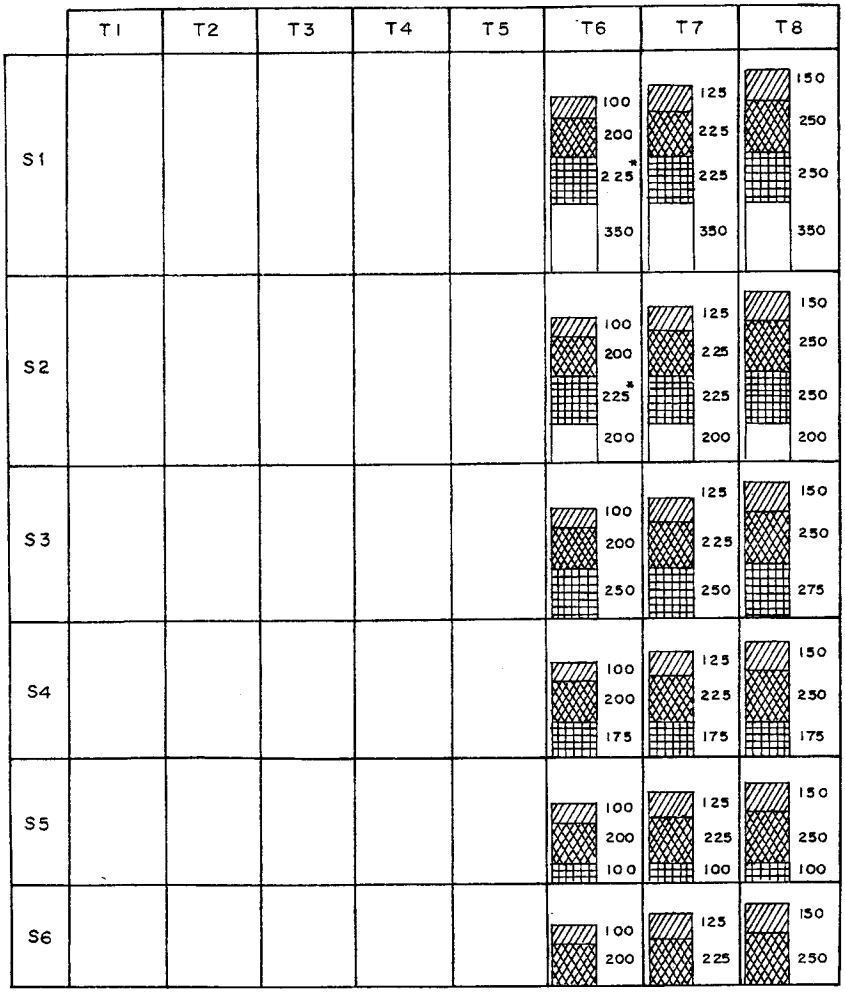
Figura 5.13 – Base compuesta/rodadura semiestructural.



Nota: No se permite sustitución de subbase por material seleccionado.

COM.EC 2587713

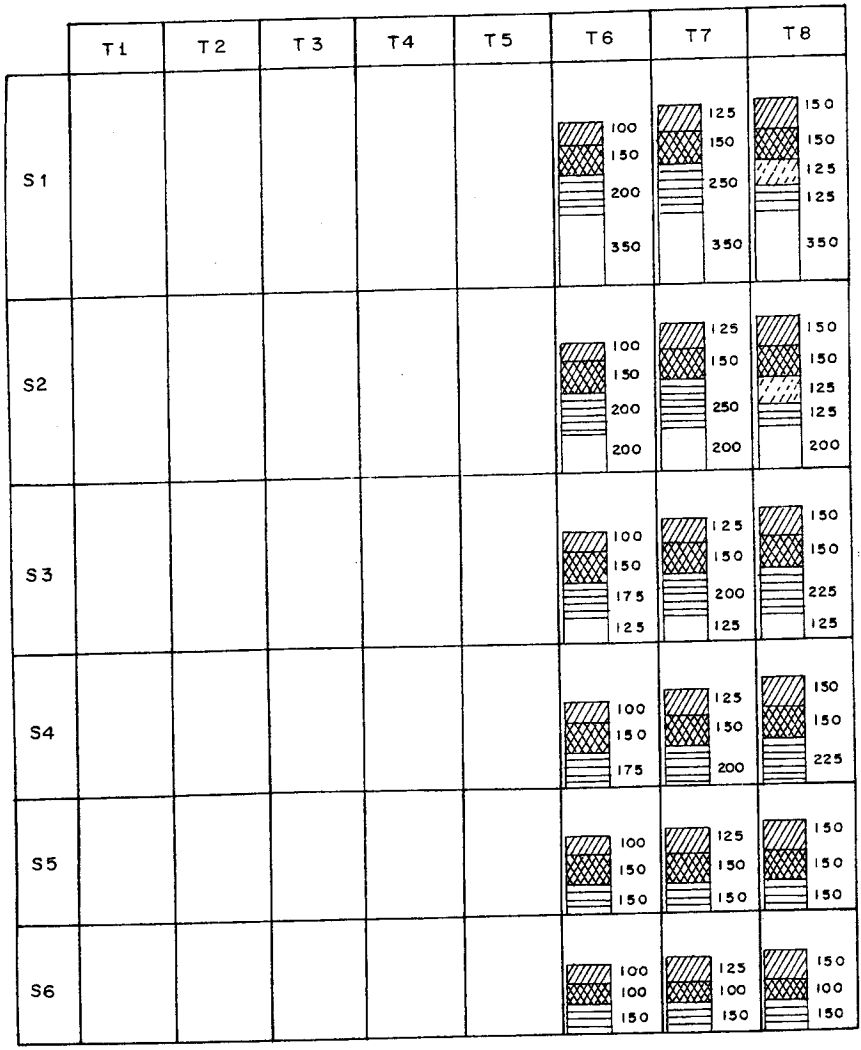
Figura 5.14 – Base granular/rodadura estructural.



Notas: 1.*Se pueden sustituir hasta 100 mm. de subbase por material seleccionado siempre y cuando el espesor de la subbase no resulte inferior al de la base ni menor de 200 mm., debiendo tomarse el mayor de los 2.
La relación de sustitución subbase: material seleccionado es 25 mm.: 32 mm.
2. Se permite el uso de subbases estabilizadas con cal o con cemento.

WWW.LITECSA.C

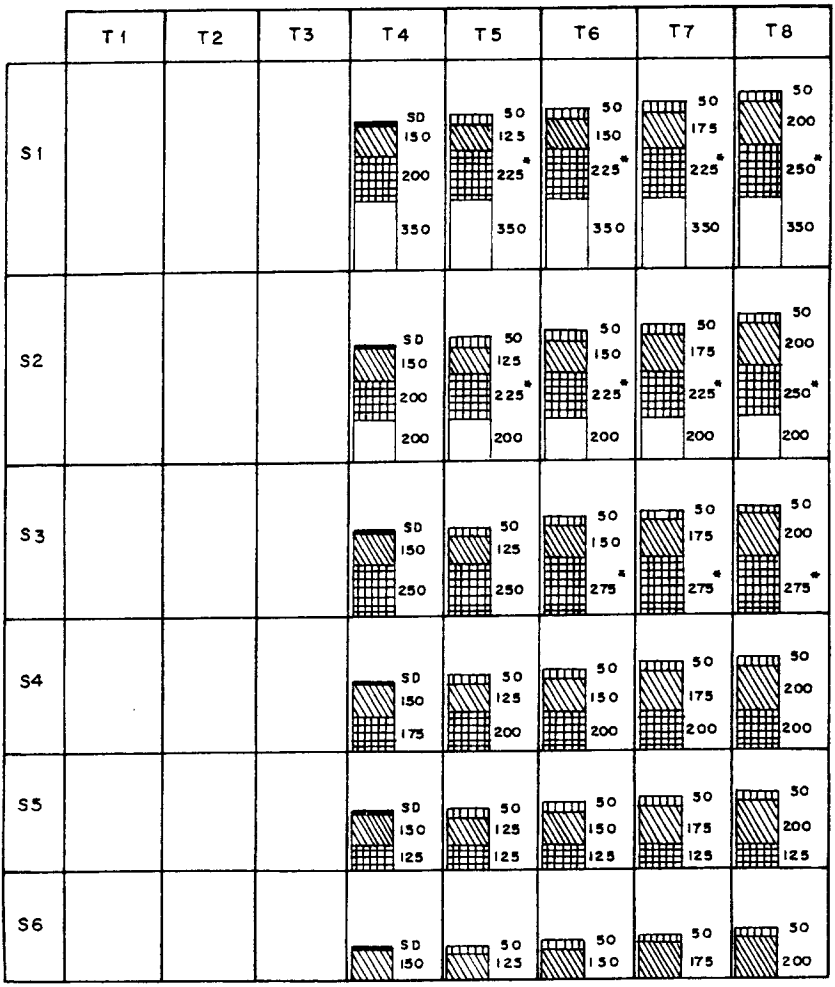
Figura 5.15 – Base compuesta/rodadura estructural.



Nota: No se permite sustitución de subbase por material seleccionado.

COM.EC 2587713

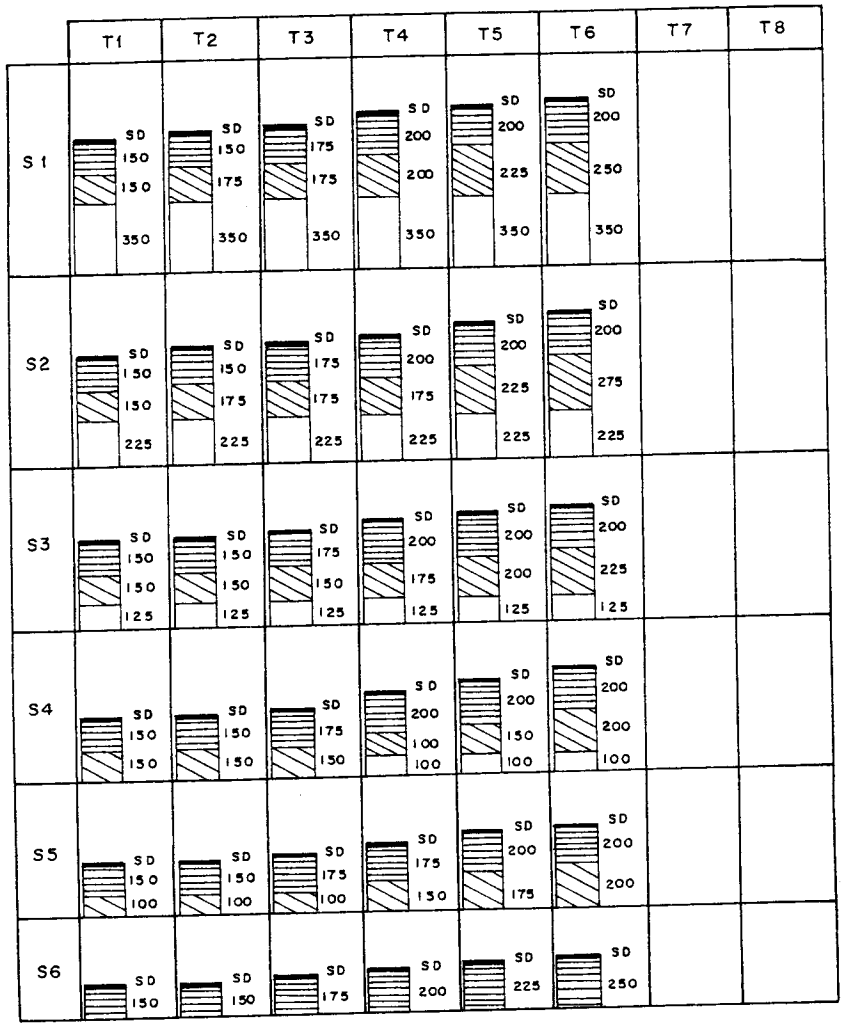
Figura 5.16 – Base asfáltica/rodadura semiestructural.



Notas: 1.*Se pueden sustituir hasta 100 mm. de subbase por material seleccionado siempre y cuando el espesor de la subbase no resulte inferior al de la base ni menor de 200 mm., debiendo tomarse el mayor de los 2.
La relación de sustitución subbase: material seleccionado es 25 mm.: 32 mm.
2. Se permite el uso de subbases estabilizadas con cal o con cemento.

WWW.LITECSA.C

Figura 5.17 – Base estabilizada/tratamiento superficial.



Nota: También puede emplearse una subbase granular.

COM.EC 2587713

diseño es de 0.8×10^6. La evaluación geotécnica de la subrasante permitió, definir que la resistencia de diseño de esta capa, evaluada a través del ensayo CBR es de 6%. Presentar alternativas.

Solución:

1. La clasificación del tránsito se efectúa con ayuda de la Tabla 5.4

   1.1 Entrando en ella con el valor de 0.8×10^6 ejes equivalentes de 8.2 toneladas y se obtiene que la clase de tránsito es T3.

2. Como el CBR de la subrasante es de 6%, según la Tabla 5.32, la resistencia de esta capa se clasifica como S3.

3. Las alternativas de diseño que se pueden obtener según los requisitos de los materiales y las figuras de diseño propuestas en la Tabla 5.39, son:

   3.1 Para una superficie de rodadura en tratamiento superficial doble y base granular del tipo GB1, GB2 ó GB3, se tienen los siguientes espesores (Figura 5.10):

   - Capa de rodadura = Tratamiento superficial doble.
   - Base granular = 20 cm.
   - Subbase granular = 22.5 cm.

   3.2 Con superficie de rodadura en arena-asfalto y base granular del tipo GB1 ó GB2 (Figura 5.12), se tiene:

   - Capa de rodadura = 5 cm en arena asfalto.
   - Base granular = 17.5 cm.
   - Subbase granular = 22.5 cm.

   3.3 Con superficie de rodadura en arena-asfalto, base granular del tipo GB1 ó GB2, base estabilizada con cemento ó cal (2, CB2) y un relleno seleccionado (Tipo GC) se obtiene de la Figura 5.13 lo siguiente:

   - Capa de rodadura = 5 cm en arena-asfalto.
   - Base granular = 15 cm.
   - Base estabilizada con cemento o cal = 15 cm.
   - Relleno seleccionado = 12.5 cm.

   3.4 Con superficie de rodadura en tratamiento superficial doble, base estabilizada con cemento ó cal (2, CB2) y subbase estabilizada con cemento ó cal, CS, (Figura 5.17), se tiene que:

   - Capa de rodadura = tratamiento superficial doble.
   - Base estabilizada con cemento o cal = 17.5 cm.

WWW.LITECSA.C

- Subbase estabilizada con cemento o cal = 15 cm.
- Relleno seleccionado, GC = 12.5 cm.

5.5 *MÉTODO DE DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA CARRETERAS SEGÚN EL INSTITUTO DEL ASFALTO*

Este método de diseño permite el empleo de asfalto sólido o emulsiones asfálticas, en la totalidad o en parte de la estructura del pavimento, e incluye varias combinaciones de capa de rodadura y bases de concreto asfáltico; de capa de rodadura y bases con emulsiones asfálticas, así como capas de rodadura asfálticas con base y subbase granulares.

El método considera al pavimento como un sistema elástico de varias capas y para su análisis se emplean conceptos teóricos y experimentales, así como datos de ensayos y un programa de computador, sin embargo, con el objeto de simplificar el método el Instituto del Asfalto, después de varias corridas de su programa, obtuvo una serie de gráficas que permiten la aplicación del método en forma rápida y sencilla.

Los espesores y características de las diversas capas de la estructura, se determinan de tal forma que se cumplan dos condiciones básicas: que las deformaciones por tracción producidas en la fibra inferior de las capas asfálticas y las deformaciones verticales por compresión en la parte superior de la subrasante no superen los valores admisibles.

5.5.1 Variables de diseño

El tránsito. De importancia fundamental se considera el número y peso de las cargas por eje que se esperan serán aplicadas al pavimento durante su período de vida, es por ello que es necesario para el análisis del tránsito, el conocimiento del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas que se esperan en el carril de diseño y durante el período de diseño.

Este valor se determina siguiendo el procedimiento ya descrito en el método MOPT para hallar N. Sólo es necesario tener presente que cuando no se posean datos específicos sobre la proporción relativa de camiones esperados en el carril de diseño podrá emplearse la Tabla 5.40.

Suelos de subrasante. El Instituto del Asfalto en sus gráficas de diseño exige el conocimiento de la resistencia de la subrasante la cual se determina por medio del módulo de resiliencia (Mr), según ensayo propuesto en su publica-

COM.EC 2587713

Tabla 5.40
Porcentaje del tránsito total de camiones en el carril de diseño

Número de carriles de la calzada (2 direcciones)	% de camiones en el carril de diseño
2	50
4	45
6 o más	40

ción MS-10. Sin embargo, teniendo en cuenta que muchas organizaciones carecen de esta clase de equipo, se han establecido factores para determinar el Mr mediante correlaciones con los métodos normales para la determinación de los valores, como son el CBR o el valor R, pues, estos son los de más amplio conocimiento del común de los ingenieros y técnicos, a través de las siguientes relaciones propuestas por el Instituto del Asfalto.

$$Mr\ (Kg/cm^2) = 100\ CBR \quad (5.1)$$

$$Mr\ (MPa) = 10.3\ CBR \quad (5.2)$$

$$Mr\ (Lb/pulg^2.) = 1.500\ CBR \quad (5.3)$$

$$Mr\ (MPa) = 7.963 + 3.826\ R \quad (5.4)$$

Las expresiones anteriores no son aplicables a subbases o bases granulares. Las correlaciones anteriores son aplicables a materiales clasificados como CL, CH, ML, SC, SM y SP, o para materiales cuyo módulo resiliente se estime en 207 MPa (30.000 Lb./pulg^2), o menores. Para valores del módulo resiliente, mayores, se requieren ensayos de laboratorio.

Materiales para construcción de pavimentos. En cuanto a la rodadura, el método considera la utilización de mezclas asfálticas del tipo concreto asfáltico y en uno de sus casos, tratamiento superficial doble.

Las bases pueden ser en concreto asfáltico, estabilizadas con emulsión asfáltica o granulares. Las bases estabilizadas con emulsiones asfálticas corresponden a tres tipos de mezcla, según la clase de agregados utilizados.

Tipo I Mezcla de emulsiones asfálticas con agregados procesados, densamente graduados.

WWW.LITECSA.C

Tipo II Mezcla de emulsiones asfálticas con agregados semiprocesados, de trituración, de bancos o carreteras.

Tipo III Mezclas de emulsiones con arenas o arenas limosas.

Los materiales que se utilicen para la construcción de las bases estabilizadas deben cumplir con los requisitos de calidad propuestos en la Tabla 5.41, finalmente, el método considera la posibilidad de utilizar materiales granulares de base y subbase, en dichos casos, se aconseja que estos materiales se ajusten a los requisitos de calidad indicados en la Tabla 5.42.

5.5.2 Procedimiento de diseño

El diseño del pavimento por este método requiere de la ejecución ordenada de los siguientes pasos:

a) Estimación del tránsito esperado durante el período de diseño expresado como número acumulado de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N).

b) Determinación de la resistencia de los suelos típicos de subrasante. Si se emplea el ensayo CBR deberá aplicarse la expresión 5.1 o 5.3.

c) Elección de los tipos de base y capa de rodadura a utilizar. Para cada tipo de base elegido el método presenta una gráfica de diseño que permite determinar los espesores de las diversas capas del pavimento. Ahora bien, siempre que se deseen utilizar bases estabilizadas de los tipos II o III deberán cubrirse con concreto asfáltico en espesor no inferior a los que se indican en la Tabla 5.43.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento para una vía de dos carriles en la que se espera un tránsito promedio diario inicial de 760 vehículos, de los cuales un 40% son comerciales. La tasa anual de crecimiento del tránsito se estima en 8%. Se ha previsto un período de diseño de 10 años. El factor camión es de 1.5. El suelo de subrasante es una arena arcillosa cuyo CBR es de 9%.

Solución:

1. Se calcula el número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño y durante el período de diseño (N).

$$N = 700 \times \frac{40}{100} \times \frac{50}{100} \times 365 \times \frac{(1+0.08)^{10} - 1}{Ln(1.08)} \times 1.5$$

COM.EC 2587713

Tabla 5.41
Características de los materiales aptos para construcción de bases estabilizadas con emulsiones asfálticas

Tamiz (m.m.)	Agregados para mezclas Tipo I					Agregados para mezclas Tipo II	Agregados para mezclas Tipo III	
							Arenas	Arenas limosas
	Porcentaje que pasa							
50.8	100							
35.1	90 - 100	100				100		
25.4		90 - 100	100			80 -100		
19.1	60 - 90		90 -100	100				
12.7		60 - 80		90 - 100	100		100	100
9.52			60 -80		90 - 100			
4.76	20 - 55	25 - 60	35 -65	45 - 75	60 - 80	25 -85	75 - 100	75 - 100
2.38	10 - 40	15 - 45	20 -50	25 - 55	35 - 65			
0.30	2 - 16	3 - 18	3 -20	5 - 20	6 - 25			
0.149								
0.074	0 -15	1 - 15	2 -15	2 - 15	2 - 15	3 -15	3 - 12	12 - 25
Equivalente de arena	25% mínimo							
Desgaste	45% máximo					–		
Pérdidas ensayo sólidez	25% máximo					–		
% caras fracturadas	65% mínimo					–		
Emulsión recomendada	Aniónica o catiónica de rompimiento lento							Aniónica ó catiónica de rompimiento lento o catiónica de rompimiento medio.

WWW.LITECSA.C

$N = 1.15 \times 10^6$

2. Se determina el módulo de resiliencia del suelo típico de subrasante a partir del CBR.

$Mr = 100(9) = 900 Kg/cm^2$

Tabla 5.42
Requisitos de calidad de las capas granulares

Ensayo	Requisitos de los ensayos	
	Subbase granular	Base granular
CBR mínimo, ó R mínimo	20 55	80 78
L.L. máximo	25	25
I.P. máximo	6	NP
Equivalente de arena, mínimo	25	35
% No. 200, máximo	12	7

3. Determinación de los espesores de diseño en función de los parámetros calculados anteriormente.

3.1 Alternativa en espesor pleno de concreto asfáltico.

A partir de los datos básicos y utilizando la Figura 5.18, se tiene que el espesor del pavimento, en concreto asfáltico, es de 21 cm.

3.2 Alternativa de pavimento con base estabilizada con emulsión asfáltica, tipo I, II, III.

- Si se desea utilizar una base estabilizada con emulsión asfáltica, del tipo I, su espesor debe ser 22.5 cm (Figura 5.19), cubiertos por un tratamiento superficial.
- Si se utiliza base estabilizada del tipo II el espesor total del pavimento debe ser 26 cm. (Figura 5.20), como el espesor mínimo de concreto asfáltico, según la Tabla 5.43 debe ser 10 cm, la base estabilizada tendrá 26-10 =16 cm.

COM.EC 2587713

- Si se desea construir una base estabilizada del tipo III el espesor necesario del pavimento es de 31 cm. (Figura 5.21) y por lo tanto la base tendrá 21 cm, si se tiene en cuenta que sobre ella deben colocarse 10 cm, en concreto asfáltico.

3.3 Alternativa de pavimento con capas granulares.

- Si se desea colocar capas granulares de 10 cm de espesor, se utiliza la Figura 5.22, donde se determina que sobre ellas deben colocarse 17.5 cm.
- Si se desea que las capas granulares tengan 30 cm de espesor, se utiliza la Figura 5.26, donde se obtienen 14 cm en concreto asfáltico. En este caso, 15 de los 30 cm de capas granulares podrán construirse con material que presente características de base y el resto con material apto para subbase.

Tabla 5.43
Espesores mínimos de concreto asfáltico sobre bases de otra clase

Bases estabilizadas con emulsión asfáltica

Nivel de tránsito (m)	Espesores mínimo sobre bases Tipos II y III* (cm)
10^4	5.0
10^5	5.0
10^6	7.5
10^7	10.0
$>10^7$	12.5

* Sobre las bases de Tipo II y III puede colocarse una del Tipo I y un tratamiento superficial en lugar del concreto asfáltico.

Bases de tipo granular

Nivel de tránsito (N)	Condición de tránsito	Espesor mínimo de concreto asfáltico cm
$\leq 10^4$	Vías de tránsito liviano	7.5*
$10^4 - 10^6$	Vías de tránsito medio	10.0
$\geq 10^6$	Vías de tránsito medio a pesado.	12.5

* Para pavimentos con espesor pleno de concreto asfáltico o con base estabilizada con emulsión asfáltica, se requiere un espesor mínimo de 10 cm para esta clase de tránsito, tal como se indica en las gráficas de diseño.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

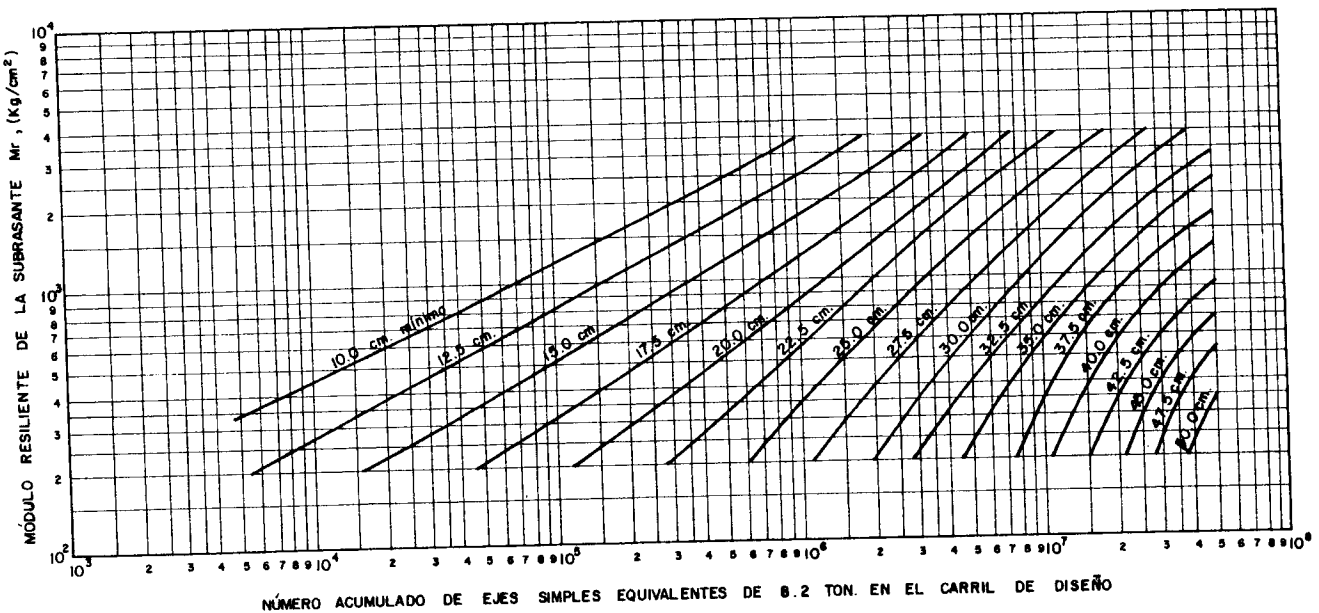


Figura 5.18 – Diagrama de diseño para espesor pleno en concreto asfáltico.

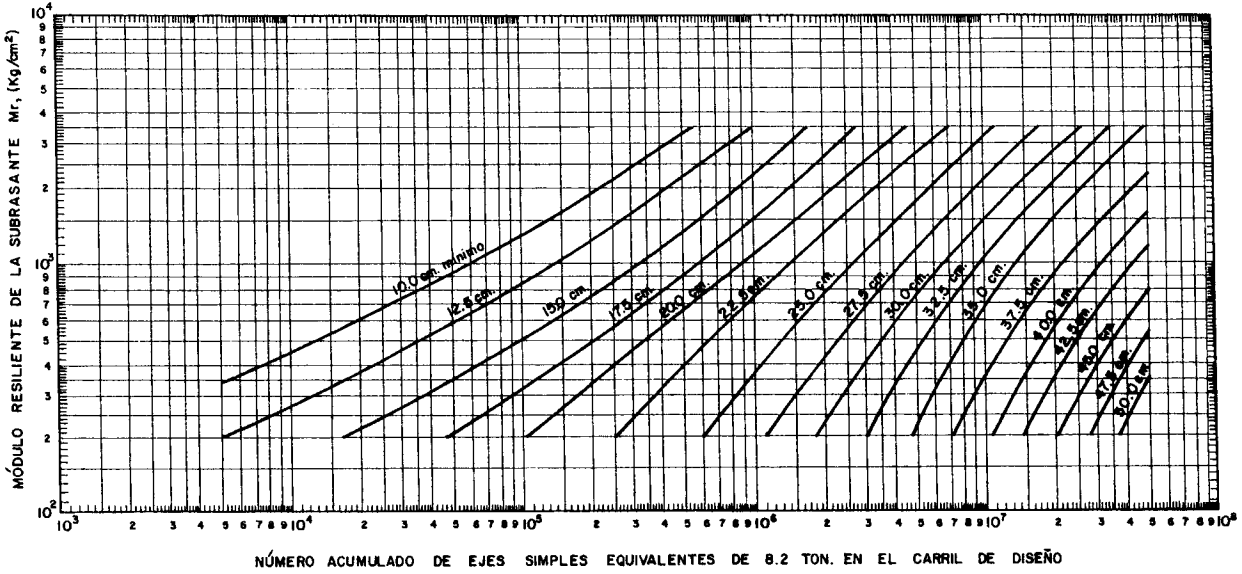


Figura 5.19 – Diagrama de diseño para base estabilizada con emulsión tipo I.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

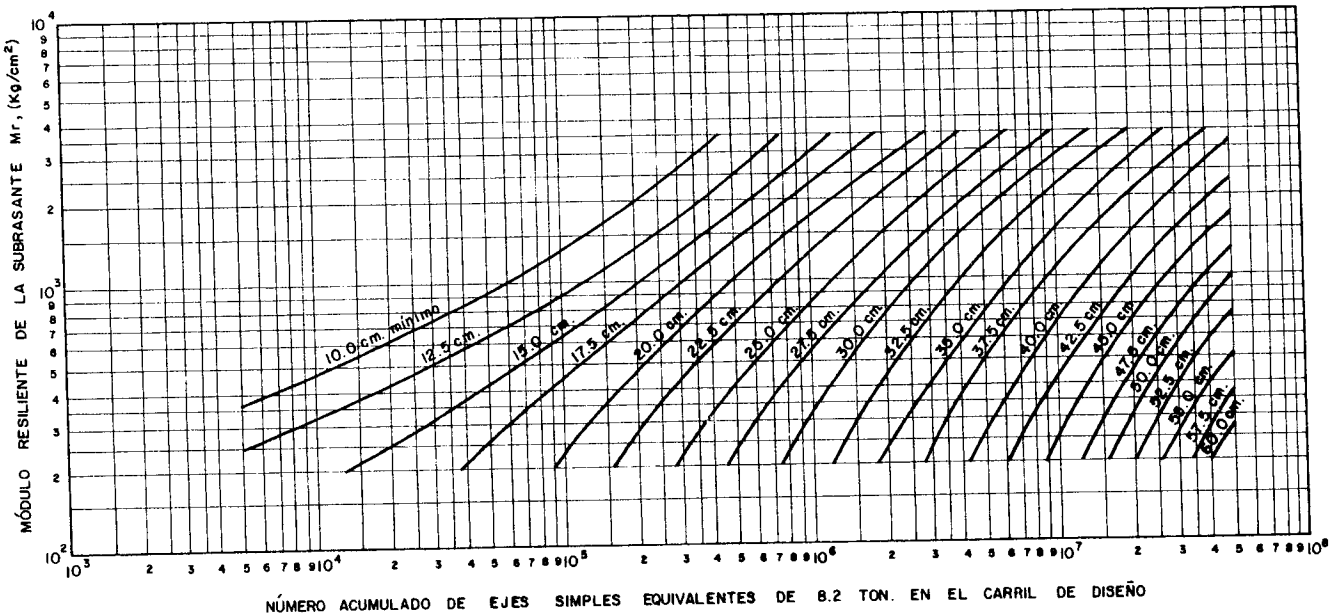


Figura 5.20 – Diagrama de diseño para base estabilizada con emulsión tipo II.

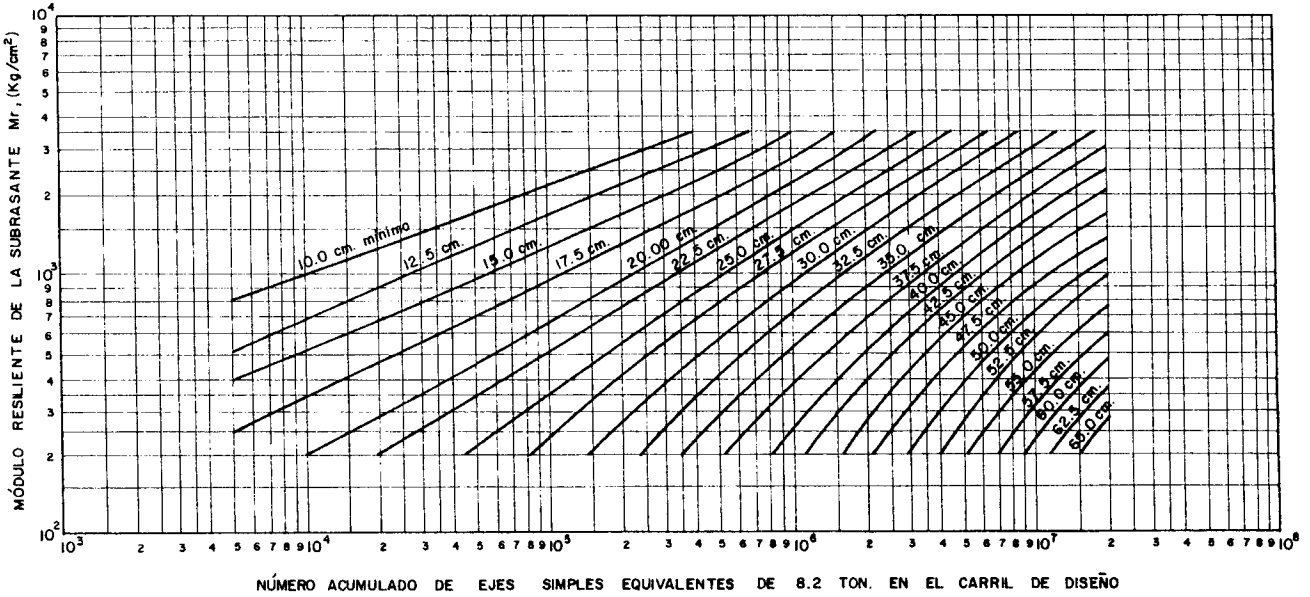


Figura 5.21 – Diagrama de diseño para base estabilizada con emulsión tipo III.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

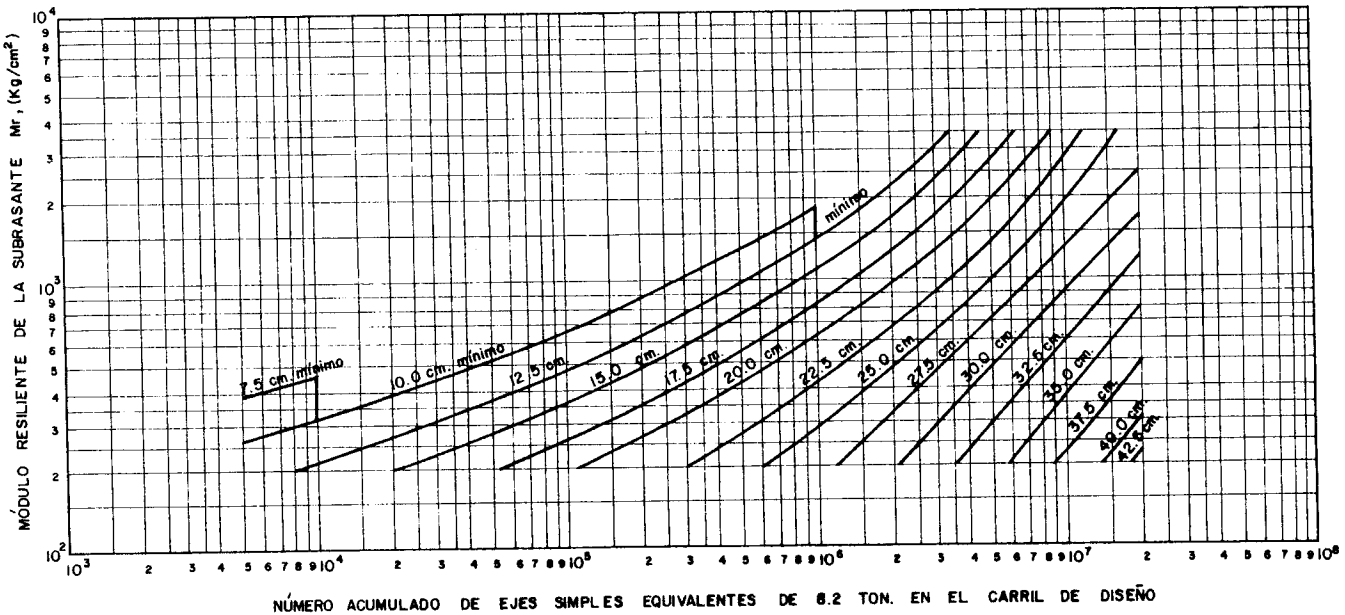


Figura 5.22 – Diagrama de diseño para base granular de 10.0 cm. de espesor.

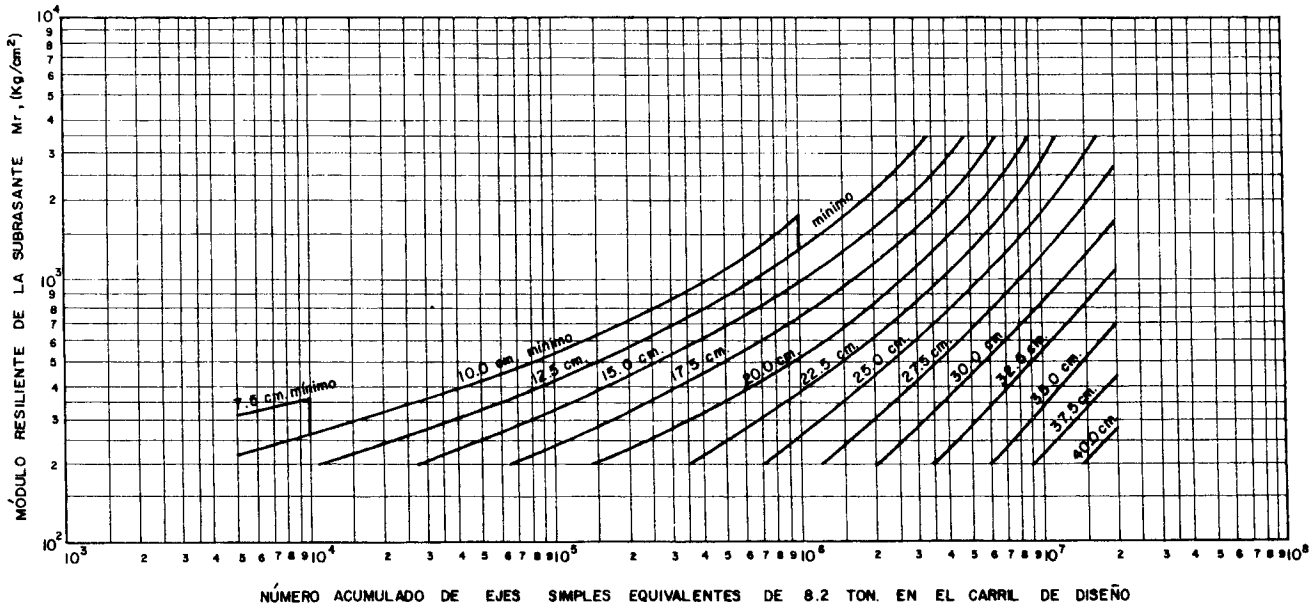


Figura 5.23 – Diagrama de diseño para base granular de 15.0 cm. de espesor.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

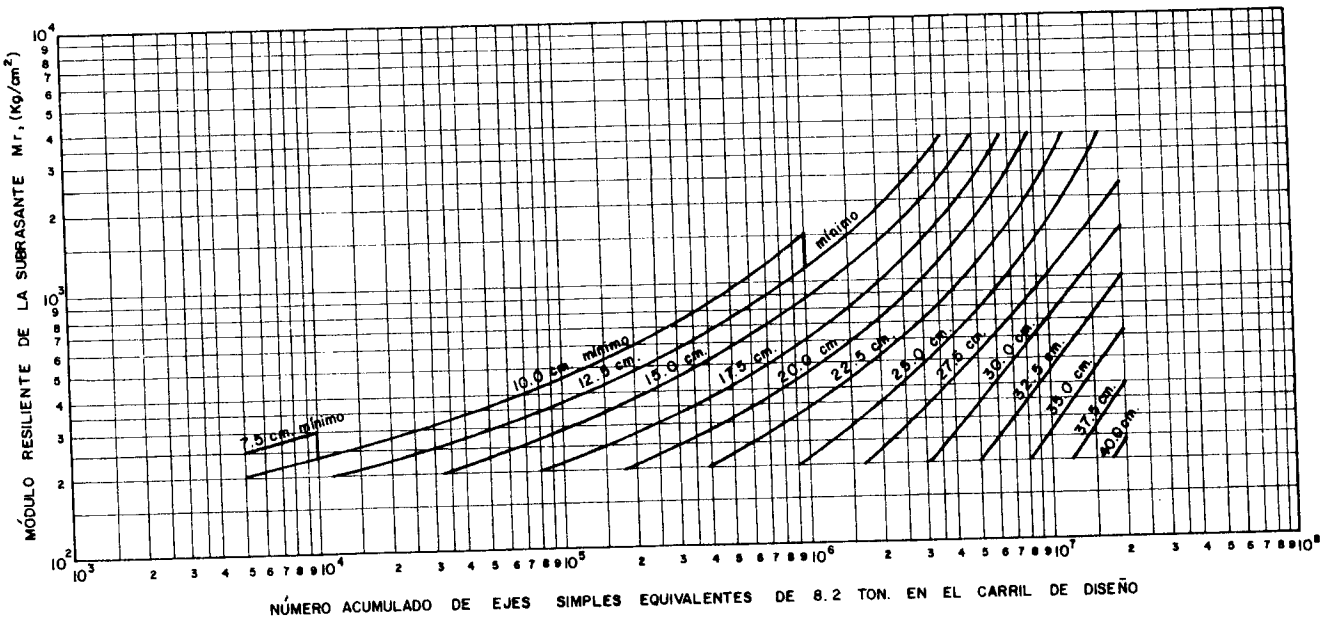


Figura 5.24 – Diagrama de diseño para base granular de 20.0 cm de espesor.

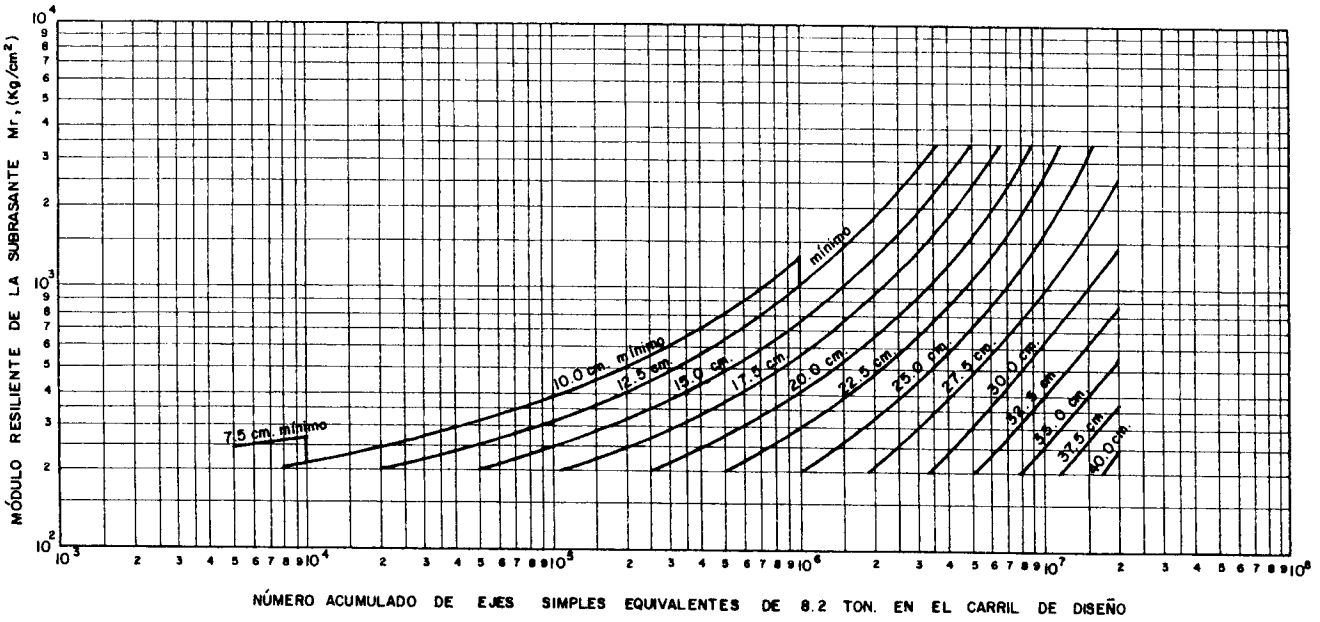


Figura 5.25 – Diagrama de diseño para base granular de 25.0 cm. de espesor.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

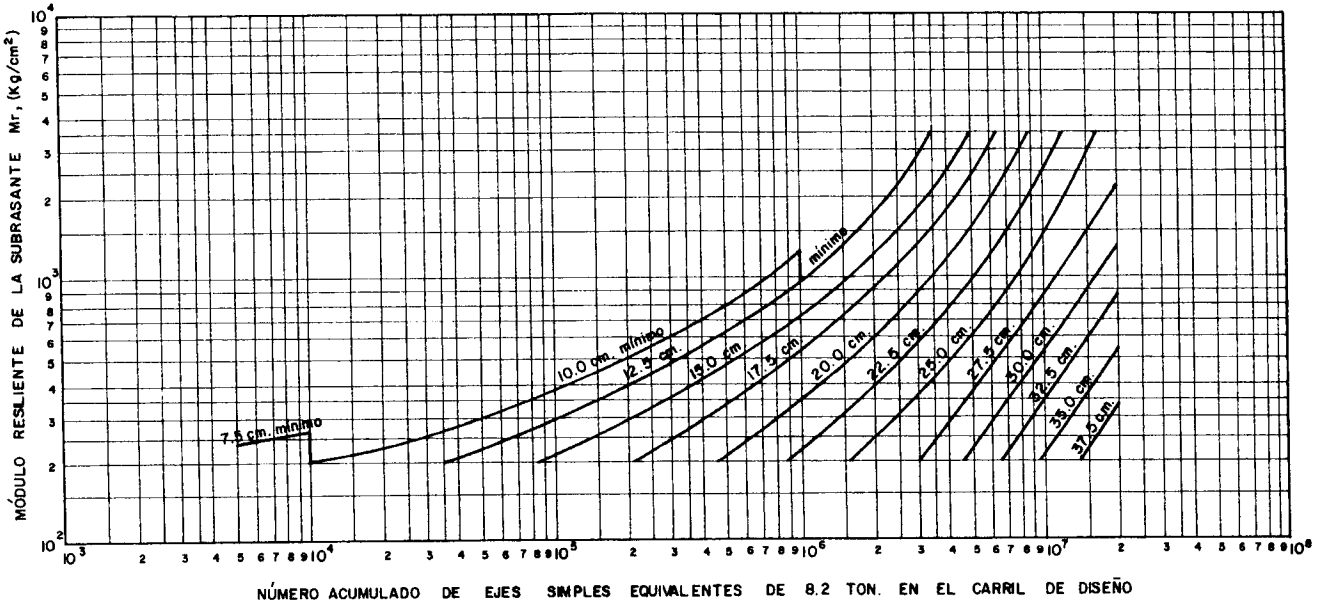


Figura 5.26 – Diagrama de diseño para base granular de 30.0 cm. de espesor.

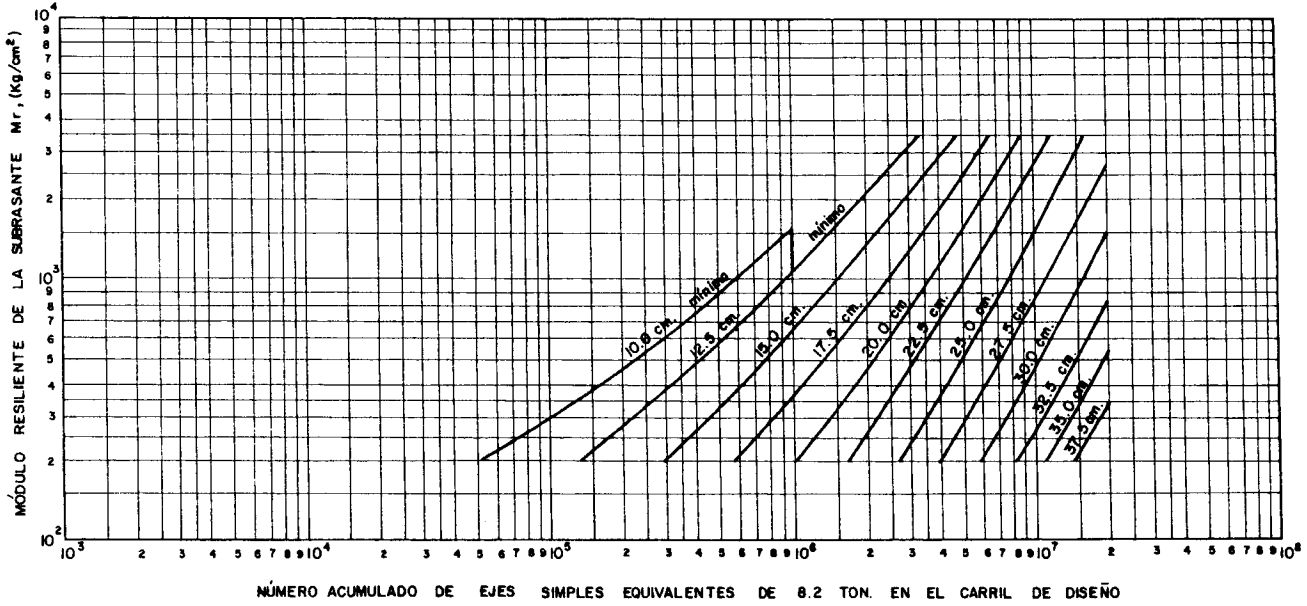


Figura 5.27 – Diagrama de diseño para base granular de 45.0 cm de espesor.

WWW.LITECSA.C

5.6 *MÉTODO AASHTO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (VERSIÓN 1986)*

5.6.1 Introducción

A partir de los resultados del AASHTO ROAD TEST, el comité de diseño de la AASHTO produjo en 1972 la "Guía provisional AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles", la cual se basó, además, en los procedimientos de diseño existentes.

Después de haber sido utilizado por algunos años, éste fue ajustado dando origen a la versión de 1986, a la cual se incorporó nuevas consideraciones entre las que cabe mencionar la confiabilidad del diseño, los módulos de elasticidad de la subrasante y las capas del pavimento, los factores ambientales de temperatura y humedad, el drenaje, aspectos económicos, procedimientos de diseño para construcción por etapas y el conocimiento de los diseños de tipo empírico.

5.6.2 Variables para el diseño

a) **Restricciones de tiempo:** En este aparte se incluye la escogencia de los datos de entrada para los períodos de análisis (período de diseño = período de análisis) que afectarán o restringirán el diseño del pavimento desde el punto de vista del tiempo. Es decir, permiten seleccionar diversas estrategias de diseño, desde estructuras construidas para que duren todo el período de análisis hasta construcción por etapas con una estructura inicial y colocación de sobrecapas programadas.

- Período de diseño: Es el tiempo que dura una estructura inicial de pavimento antes de que requiera rehabilitación. También se refiere al lapso entre dos rehabilitaciones sucesivas.

- Período de análisis: Se refiere al período para el cual se va a adelantar el análisis, es decir, el transcurso de tiempo que cualquier estrategia de diseño debe cubrir. El período de análisis es análogo al término "período de diseño".

b) **El tránsito:** El método de diseño se basa en el número de ejes equivalentes de 18 Kips en el carril de diseño (W_{18}) valor que es conocido en nuestros métodos de diseño como N.

c) **Confiabilidad:** Se entiende por confiabilidad de un proceso diseño-comportamiento de un pavimento a la probabilidad de que una sección

COM.EC 2587713

diseñada usando dicho proceso, se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tránsito y ambientales durante el período de diseño.

La confiabilidad pretende incorporar algún grado de certidumbre al procedimiento de diseño, para asegurar que las diferentes alternativas de éste se mantengan para el período de análisis. El factor de confiabilidad de diseño tiene en cuenta variaciones al azar tanto en la predicción del tránsito como en la predicción del comportamiento y por lo tanto proporciona un nivel predeterminado de confianza (R) en que los tramos del pavimento sobrevivirán al período para el cual fueron diseñados.

En general, a medida que crece el volumen del tránsito, la dificultad de que presente tránsito divergente y la expectativa pública de disponibilidad, aumentan el riesgo de no cumplir con dichas expectativas, debe ser minimizado.

Esto se logra escogiendo niveles mayores de confiabilidad. La Tabla 5.44 presenta niveles de confiabilidad recomendables, para clasificaciones funcionales diferentes. Obsérvese que los niveles más elevados corresponden a las vías que reciben el mayor uso, mientras que los de nivel más bajo, el 50% corresponden a las carreteras locales.

Los valores de S_o desarrollados en el AASHTO ROAD TEST no incluyeron error por el tránsito. Sin embargo, el error en la predicción del comportamiento desarrollado en el tramo de ensayo fue de 0.35 para los pavimentos flexibles, lo cual corresponde a una desviación estándar total de 0.45.

Tabla 5.44
Niveles de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras

Clasificación	Nivel de confiabilidad recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 -99.9	80 -99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de Tránsitos	80 - 95	75 - 95
Carreteras locales	50 -80	50 -80

d) Efectos ambientales: la actual guía de diseño de la AASHTO tiene en cuenta los efectos que sobre el comportamiento de un pavimento tienen los factores ambientales. Los cambios de temperatura y humedad, por

WWW.LITECSA.C

ejemplo, pueden tener efecto sobre la resistencia, la durabilidad y la capacidad de resistir cargas de los materiales, del pavimento y de la subrasante. Otro impacto ambiental importante, es el efecto directo que la expansión de la subrasante, puede tener sobre la pérdida de la calidad de la rodadura y la serviciabilidad.

5.6.3 Criterios de comportamiento

a) **Serviciabilidad**: La serviciabilidad de un pavimento se define como la idoneidad que tiene el mismo para servir a la clase de tránsito que lo va a utilizar. La mejor forma de evaluarla es a través del índice de servicio presente (PSI), el cual varía de 0 (carretera imposible) hasta 5 (carretera perfecta). La filosofía básica del diseño es el concepto del comportamiento y capacidad de servicio, el cual proporciona un medio para diseñar un pavimento con base en un volumen específico de tránsito total, y con un nivel mínimo de serviciabilidad deseado, al final del período de diseño.

La escogencia de un índice más bajo que puede tolerarse antes de que sea necesario un refuerzo o una rehabilitación, la AASHTO sugiere un valor de 2.5 para las autopistas y vías principales y 2.0 para las demás carreteras.

Teniendo en cuenta que la serviciabilidad final de un pavimento (P_t) depende del tránsito y del índice de servicio inicial (P_o), es necesario hacer una determinación de este último.

En el ensayo AASHTO, se obtuvo un valor de 4.2 para los pavimentos flexibles, pero cada entidad podrá elegir un valor apropiado para sus condiciones y características constructivas.

Una vez establecido P_o y P_t, se aplica la siguiente ecuación para definir el cambio total en el índice de servicio:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

5.6.4 Propiedades de los materiales

a) **Módulo resiliente de la subrasante**: La base para la caracterización de los materiales de subrasante en este método, es el módulo resiliente o elástico. Este módulo se determina con un equipo especial que no es de fácil adquisición y por tal motivo se han establecido correlaciones para determinarlo a partir de otros ensayos. Heukelom y Klomp, han encon-

COM.EC 2587713

trado una relación entre el Mr medido en el campo y el CBR de laboratorio para la misma densidad.

$$Mr(psi) = 1500\ CBR$$

Expresión que se considera razonablemente aproximada para suelos finos con un CBR sumergido no mayor de 10.

Para la utilización del método en Venezuela, por ejemplo, se ha considerado la utilización de las siguientes ecuaciones de correlación:

Para suelos finos:

$$Mr = 1500 \times CBR;\ \text{para CBR} < 7.2\%$$

$$Mr = 3000 \times CBR;\ 065\ \text{para CBR de 7.2 a 20\%}$$

La primera ecuación es la sugerida en la guía AASHTO, mientras que la segunda fue desarrollada en Sudáfrica.

Para suelos granulares, la siguiente ecuación desarrollada con base en la propia guía ofrece una buena correlación:

$$Mr = 4326 \times \ln CBR + 241$$

Por otra parte, la guía establece un nuevo procedimiento para determinar el valor soporte efectivo de la subrasante, en función de las variaciones climáticas. De acuerdo con el valor Mr estacional se determina un valor de daño relativo (uf) que permite extrapolar y ponderar las características de los suelos a las condiciones climáticas particulares de cada proyecto.

Como se indicó, el método requiere determinar el valor Mr en las distintas condiciones en que el suelo se encuentre durante el año (saturado, húmedo y seco) trabajos realizados en Venezuela sugieren el siguiente procedimiento para suelos finos: determinar el CBR - húmedo y CBR - saturado con una misma probeta de ensayo, y estimar el CBR - seco mejorando en 1.6 veces el CBR - húmedo. Luego se completa el procedimiento con las ecuaciones de correlación indicadas.

b) **Características de los materiales del pavimento:** la caracterización de las diversas capas del pavimento se efectúa a través de sus módulos de elasticidad, obtenidos por ensayos normalizados de laboratorio.

WWW.LITECSA.C

El método no presenta requisitos específicos respecto de la calidad de los materiales de subbase, resultando aceptable cualquier material convencional. El uso de la subbase en este método requiere del empleo de un coeficiente de capa (a_3) para convertir su espesor en un número estructural (SN), que es el indicativo del espesor total requerido de pavimento.

En relación con la base, esta podrá ser granular o estabilizada y los requisitos de calidad deben ser, superiores a los de subbase. El material estará representado por un coeficiente (a_2) que permite convertir su espesor real a su número estructural.

Respecto a la capa de rodadura, consistirá en una mezcla de agregados pétreos y un producto bituminoso.

La mezcla se deberá diseñar y construir de modo que no solo preste una función estructural, sino que además, resista la fuerza abrasiva del tránsito, proporcione una superficie antideslizante y uniforme y prevenga la penetración del agua superficial.

c) **Coeficiente de capas:** el método asigna a cada capa del pavimento un coeficiente (D_i), los cuales son requeridos para el diseño estructural normal de los pavimentos flexibles. Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales a números estructurales (SN), siendo cada coeficiente una medida de la capacidad relativa de cada material para funcionar como parte de la estructura del pavimento. El método presenta cinco categorías de estos coeficientes, de acuerdo con el tipo y función de la capa considerada: concreto asfáltico, base granular, subbase granular, base tratada con cemento y base asfáltica.

- ***Concreto asfáltico:*** la Figura 5.28 proporciona un gráfico que puede emplearse para estimar el coeficiente (a_1) de la capa estructural de una rodadura de concreto asfáltico de gradación densa, con base en su módulo elástico (resiliente) a 20°C (68°F).

- ***Bases granulares:*** La Figura 5.29 muestra un gráfico que puede emplearse para estimar el coeficiente estructural a_2, a partir de uno de cuatro resultados de ensayos diferentes de laboratorio sobre un material granular de base, incluyendo el módulo resiliente de la base.

- ***Bases estabilizadas:*** La Figura 5.30 muestra el gráfico que puede ser empleado para hallar el coeficiente a_2 de una base de suelo cemento, a partir de su módulo elástico o de su resistencia a compresión a 7 días y la Figura 5.31 presenta el ábaco para hallar el coeficiente correspondiente a las bases asfálticas, en función de su módulo o su estabilidad Marshall.

COM.EC 2587713

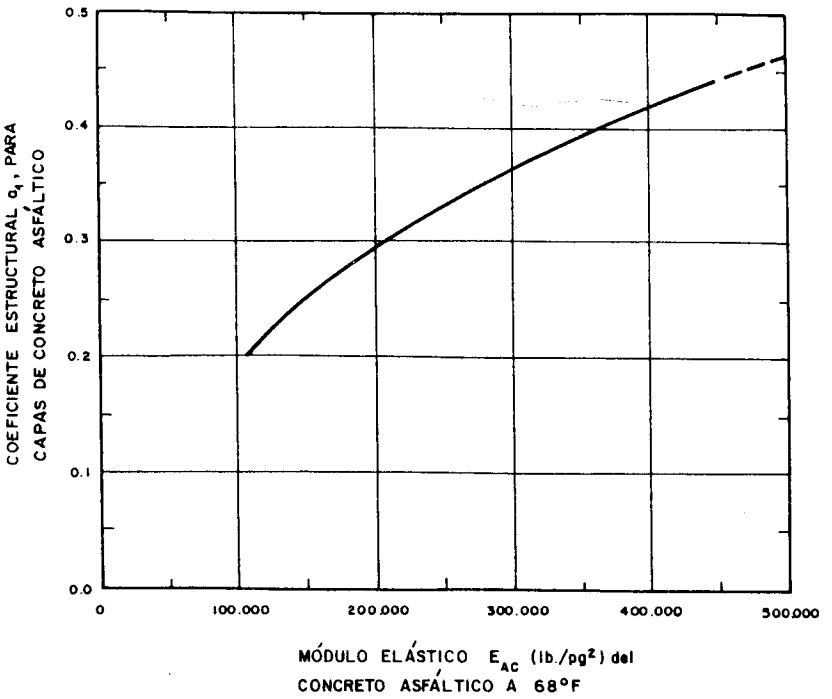


Figura 5.28 – Gráfica para hallar a_1 en función del módulo resiliente del concreto asfáltico.

WWW.LITECSA.C

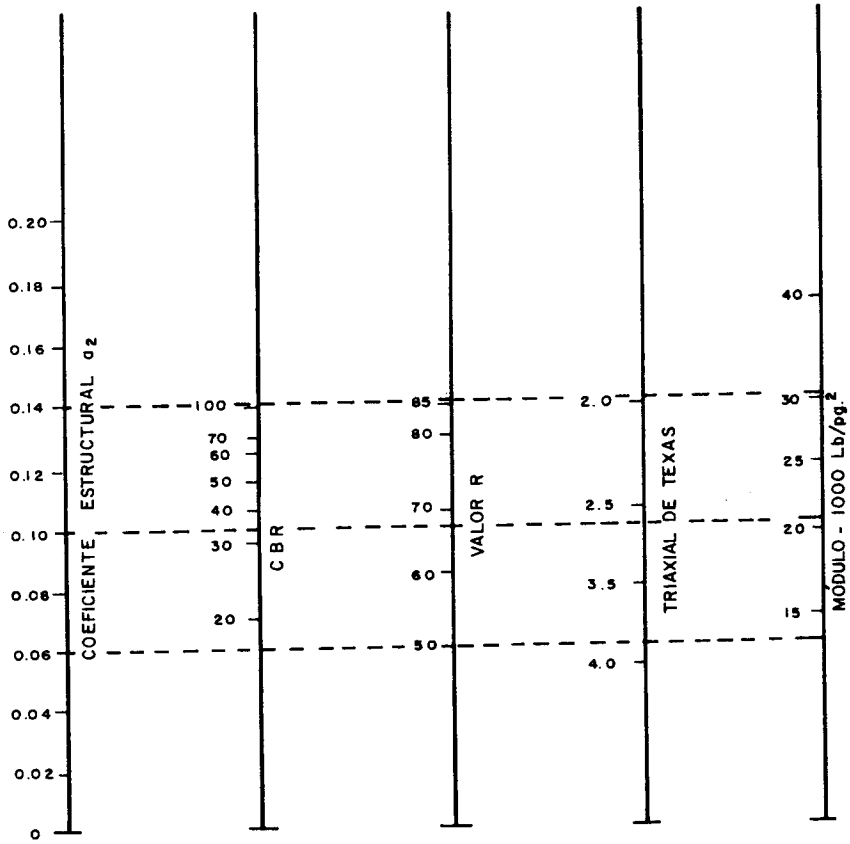


Figura 5.29 – Variación de coeficiente a_2 con diferentes parámetros de resistencia de la base granular.

COM.EC 2587713

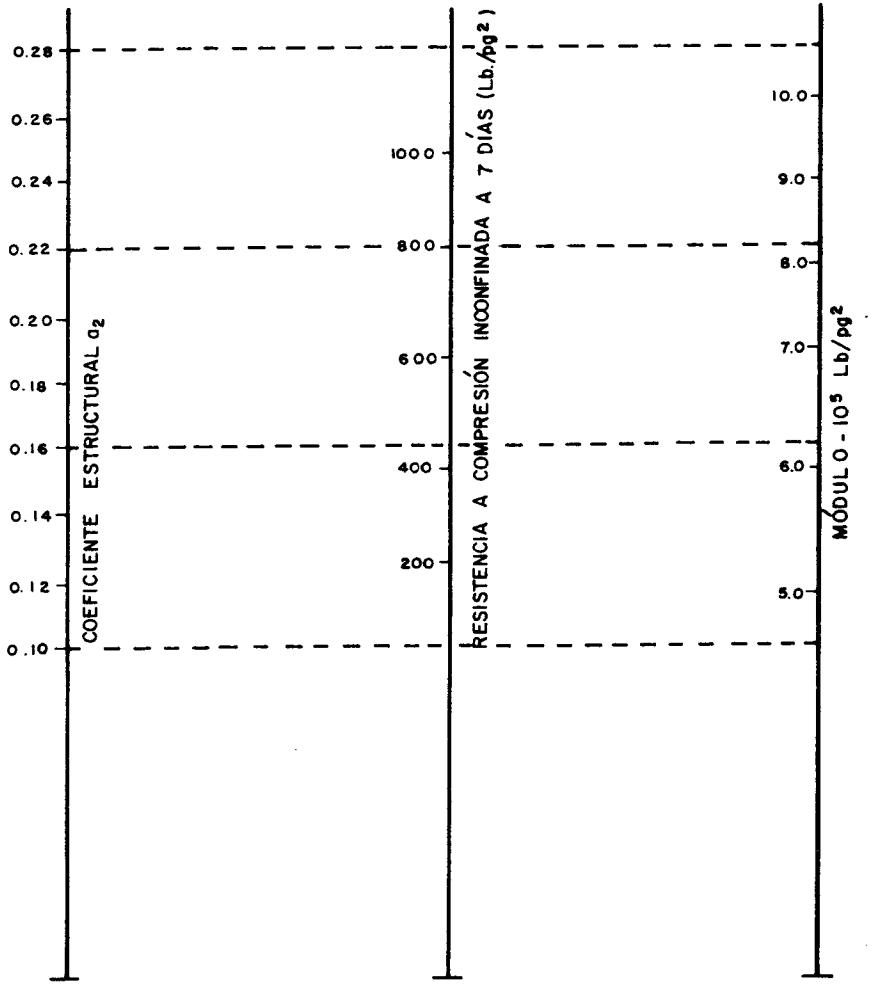


Figura 5.30 – Variación de a_2 en bases tratadas con cemento para diferentes parámetros de resistencia.

WWW.LITECSA.C

- ***Subbases granulares:*** En la Figura 5.32 es posible determinar el coeficiente (a_3) para una subbase granular, en función de los mismos ensayos considerados para las bases granulares.

5.6.5 Características estructurales del pavimento

a) **Drenaje**: A pesar de la importancia que se concede al drenaje en el diseño de carreteras, los métodos corrientes de dimensionamiento de pavimentos incluyen con frecuencia capas de base de baja permeabilidad y consecuentemente de difícil drenaje. El método deja en libertad al Ingeniero de Diseño para identificar cual nivel o calidad de drenaje se logra bajo una serie especifica de condiciones de drenaje.

Se dan a continuación las definiciones generales correspondientes, para diferentes niveles de drenaje de la estructura del pavimento.

Calidad del drenaje	Término para remoción del agua
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Aceptable	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	(El agua no drena)

El tratamiento para el nivel esperado de drenaje de un pavimento flexible se logra a través del empleo de coeficientes de capas modificadas; esto es, se podría usar un coeficiente de capa efectivo más alto para mejorar las condiciones de drenaje. El factor de modificación del coeficiente de capa se denomina mi y ha sido integrado dentro de la ecuación del número estructural (SN) a partir del coeficiente de capa (a_i) y el espesor (d_i).

La Tabla 5.45 muestra los valores que recomienda la AASHTO para mi de acuerdo con la calidad del drenaje y el tiempo en el año durante el cual se espera que el pavimento esté normalmente expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación. Los factores que muestra dicha tabla son aplicables solamente a capas granulares.

COM.EC 2587713

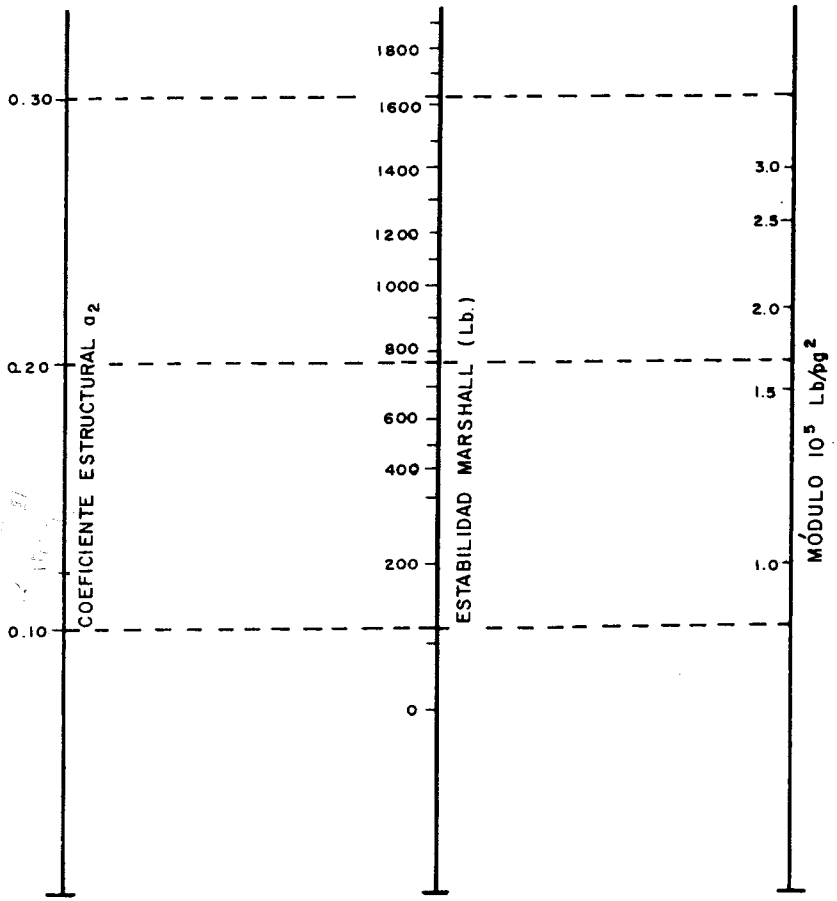


Figura 5.31 – Variación de a_2 en bases tratadas con asfalto para diferentes parámetros de resistencia.

WWW.LITECSA.C

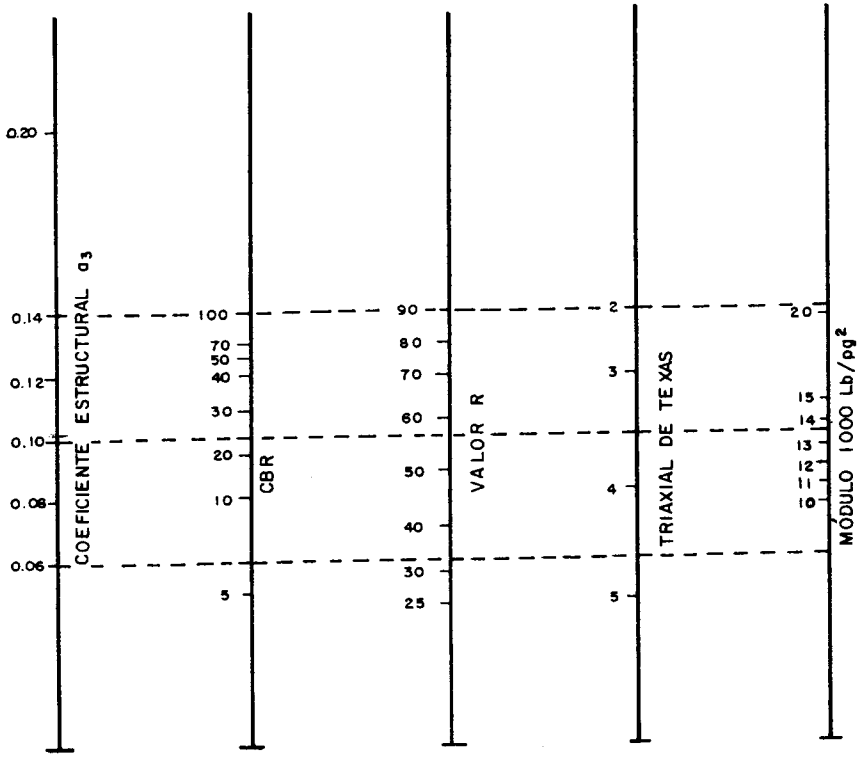


Figura 5.32 – Variación del coeficiente a_3 con diferentes parámetros de resistencia de la subbase.

COM.EC 2587713

Tabla 5.45
Valores de m_i recomendados para modificar los coeficientes de capas de base y subbase granulares

Calidad del drenaje	% de tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Aceptable	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

5.6.6 Diseño estructural del pavimento

Este método de diseño es aplicable para vías con tránsito superior a 0.05 x 10^6 ejes equivalentes de 8.2 toneladas y la ecuación utilizada para el diseño de pavimentos flexibles, derivada de la información obtenida empíricamente por la AASHTO ROAD TEST es:

$$\text{Log } W_{18} = ZR \times S_0 + 9.36 \text{ Log}(SN+1) - 0.20 + \frac{\text{Log}\left(\Delta PSI/\ 4.2 - 1.5\right)}{0.40\ \left(1.094/(SN+1)^{5.19}\right)} + 2.32 \text{ Log } Mr - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Número estimado de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas.

ZR = Desviación estándar normal.

S_0 = Error estándar combinado de la predicción del tránsito y de la predicción del comportamiento.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (P_o) y el final (P_t).

M_R = Módulo resiliente.

SN = $a_1d_1 + a_2d_2m_2 + a_3d_3m_3$.

WWW.LITECSA.C

Siendo:

a_i = Coeficiente estructural de la capa i, el cual depende de la característica del material con que ella se construya.

di = Espesor de la capa i en pulgadas.

mi = Coeficiente de drenaje de la capa i.

El SN es un número abstracto, que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerido, para una combinación dada de soporte del suelo (M_R), del tránsito total (W_{18}), de la serviciabilidad terminal, y de las condiciones ambientales.

Determinación del número estructural

La gráfica de diseño recomendada por la AASHTO (Figura 5.33) permite la obtención del número estructural, a partir de los siguientes parámetros:

1. Tránsito estimado durante el período de diseño (W_{18}).
2. El nivel de confiabilidad (R). Debe recordarse que la aplicación de este nivel implica la utilización de promedios en los datos de entrada.
3. La desviación estándar total (S_0).
4. El módulo resiliente de la subrasante (M_R).
5. La pérdida de nivel de servicio durante el período de diseño, $\Delta PSI = P_0 - P_t$

Con estos datos, el SN se determina siguiendo los pasos señalados en la clave.

Selección de los espesores de las capas

Determinado el número estructural, el paso siguiente consiste en identificar un conjunto de capas cuyos espesores, convenientemente combinados, proporcionen la capacidad portante correspondiente a dicho SN.

La fórmula a utilizar, como se indicó en el comienzo del texto, es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \qquad (5.5)$$

Esta expresión no conduce a una solución única, sino que presenta muchas combinaciones técnicamente válidas. Al elegir los espesores de las diferentes capas, debe tenerse presente que desde el punto de vista de costos, si la relación de costo entre las capas 1 y 2 es menor que la relación corres-

COM.EC 2587713

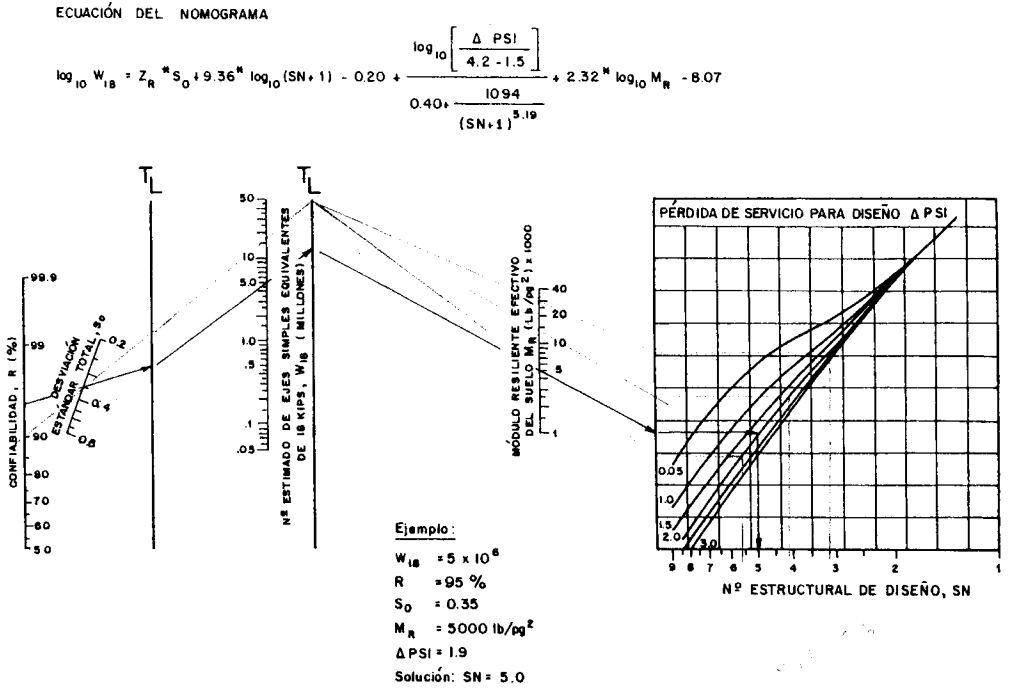


Figura 5.33 – Gráfica de diseño para pavimento flexible basada en valores promedio de los diferentes datos de entrada.

WWW.LITECSA.C

pondiente de los productos $a_i m_i$, el diseño óptimo económico es aquél que considera un espesor mínimo de base.

Debido a que generalmente es impráctica y antieconómica la colocación de capas de pavimento muy delgadas, el método recomienda los siguientes mínimos.

Espesores mínimos (pulg.)		
No. de ejes equivalente (millones)	**Concreto asfáltico**	**Base granular**
<0.05	1.0 o TSD	4
0.05 - 0.15	2.0	4
0.15 - 0.50	2.5	4
0.50 - 2.00	3.0	6
2.00 - 7.00	3.5	6
> 7.00	4.0	6

La AASHTO advierte, no obstante, que estos mínimos pueden ser variados de acuerdo a las condiciones locales y la experiencia de cada entidad.

Análisis del diseño por capas

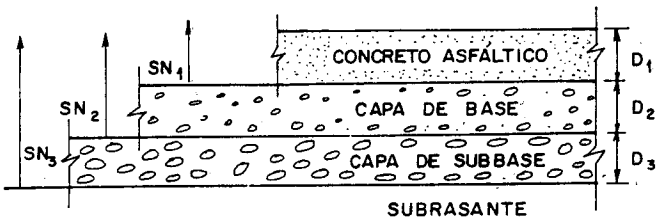
Siendo el pavimento un sistema multicapa, la distribución de los espesores debe hacerse de acuerdo con los principios que muestra la Figura 5.34.

Primero, se calcula el SN requerido sobre la subrasante. Del mismo modo, se hallan los SN necesarios sobre las capas de subbase y base, usando los valores aplicables de resistencia en cada caso. Trabajando con las diferencias entre los SN calculados como necesarios sobre cada capa, se determina el espesor máximo permisible de cada uno.

Por ejemplo el SN máximo admisible para el material de subbase, debe ser igual a la diferencia entre el SN total y el que se requiere sobre dicha capa. Del mismo modo, se procede con las demás y se calculan los espesores como lo muestra la Figura 5.34.

Este procedimiento no debe aplicarse en la determinación del SN requerido sobre materiales de base o subbase con módulo elástico superior a 40.000

COM.EC 2587713



$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \geq SN_1$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

1) a, D, m y SN como se definen en el texto son los valores mínimos requeridos.

2) Un asterisco en D o SN indica que representa el valor realmente usado, el cual debe ser mayor o igual al requerido.

Figura 5.34 – Determinación de los espesores de las capas mediante aproximaciones.

WWW.LITECSA.C

psi. En estos casos, los espesores de las capas superiores se establecen en base a consideraciones prácticas sobre espesores mínimos y costos.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento flexible para un período de diseño de 15 años y en el cual se espera un tránsito promedio diario inicial de vehículos comerciales de 388 en dos carriles, con un crecimiento de tránsito de 3% anual y un factor camión de 1.5. Teniendo en cuenta que se trata de una vía rural troncal, se asume un coeficiente de confiabilidad de 90% y una desviación estándar de 0.45.

Según el estudio de suelos, no existirán materiales expansivos, pero la pluviosidad de la zona exigirá la construcción de dispositivos de drenaje que evacuen los excesos de agua en el término de un día.

Se espera que la calidad de la construcción sea tal que el índice de servicio inicial (p_0) sea 4.3 y se ha seleccionado un índice final (pt) de 2.0, lo que implica una pérdida total $\Delta PSI = 4.3 - 2.0 = 2.3$.

El suelo de subrasante presenta, bajo las condiciones de humedad y densidad esperadas, un CBR = 5% (MR = 1500 x 5 = 7500 psi).

Los materiales disponibles para la construcción de las capas de subbase y base granular tienen CBR de 25 y 80% a los niveles de construcción exigidos por las especificaciones, a los cuales corresponden coeficientes estructurales de 0.10 y 0.13 respectivamente.

Para la temperatura media de la zona del proyecto (15°C), se estima que el módulo elástico del concreto asfáltico sea 25000 Kg/cm² (350000 psi).

En relación con el drenaje, y considerando lo ya expuesto, se puede tomar un valor $m_i = 1.15$ (ver Tabla 5.45).

Solución:

1. Determinación del tránsito de diseño aplicando el procedimiento normal de cálculo de ejes equivalentes de la siguiente forma:

$$W_{18} = 388 \times 0.5 \times 365 \times \frac{(1+0.03)^{15} - 1}{Ln(1+0.03)} \times 1.5$$

$= 2.0 \times 10^6$ ejes de 8.2 toneladas

2. Determinación del módulo resiliente de la subrasante, mediante la expresión

COM.EC 2587713

MR (Kg/cm²) = 100 CBR

MR (lb/pulg²) = 1.500 CBR

MR 1.500 x 5 = 7.500 lb/pulg²

3. Determinación de los módulos resilientes de las capas de subbase y base granular (Figuras 5.32 y 5.29 respectivamente).

   El CBR de la subbase (25%) corresponde a un módulo de elasticidad (E_{SB}) de 13.800 psi y un coeficiente estructural $a_3 = 0.1$ (ver Figura 5.32). El CBR de la base (80%) corresponde a un módulo de elasticidad (E_B) de 28.000 psi y un coeficiente estructural $a_2 = 0.13$

4. Determinación del SN o volumen estructural del pavimento a partir del Módulo Resiliente de la subrasante y de los datos básicos del problema; mediante el uso de la gráfica de diseño que presenta la Figura 5.33. El resultado que se lee en la gráfica es SN = 3.8

5. Determinar el espesor necesario de concreto asfáltico a partir del Módulo Resiliente de la base y mediante el uso de la Figura 5.33, procediendo lo mismo que el ya calculado, pero entrando en la gráfica con el Módulo resiliente de la base. De esta forma se obtiene que SN_1 (número estructural sobre la base) = 2.3.

   Teniendo en cuenta que $SN_1 = a_1 D_1$ y que el valor de a_1 se obtiene de la Figura 5.28 entrando en las abscisas con el valor del módulo de elasticidad del concreto asfáltico y leyendo el valor de a_1 en las ordenadas el cual resulta ser $a_1 = 0.39$.

   Entonces:

$$D_1 = \frac{SN_1}{a_1} = \frac{2.3}{0.39} = 5.9 \text{ pulg. de espesor en concreto asfáltico.}$$

   Recomienda la AASHTO redondear D_1 a 6 pulgadas, por esta razón es necesario recalcular el número estructural correspondiente al concreto asfáltico, de la siguiente forma:

$$SN_1^* = a_1 D_1 \text{ corregido} = 0.39 \times 6 = 2.34$$

6. Determinar el espesor que debe tener la base granular, a partir del Módulo Resiliente de la capa de subbase (E_{SB} = 13800 psi), mediante el empleo de la Figura 5.33 pero, entrando en ella con el MR de la subbase. El valor

WWW.LITECSA.C

que se obtiene es de $SN_2 = 3.2$ y corresponde al volumen estructural que aportan la base granular y el concreto asfáltico.

Teniendo en cuenta que es conocido el valor de SN_1^* (2.34), entonces, el valor del coeficiente estructural de la base se obtiene así:

SN (Base Granular) = 3.2 - 2.34 = 0.86

SN (Base Granular) = $a_2 D_2 m_2$, entonces

$$D_2 = \frac{SN(\text{Base granular})}{a_2\, m_2} = \frac{0.86}{0.13 \times 1.15} = 5.8 \text{ pulg.}$$

Atendiendo la recomendación de la AASHTO se redondea el valor obtenido de D_2 a 6 pulg. y se recalcula el número estructural de la base así:

SN^* (base granular) = a_2 D_2 (elegido) x m_2

= 0.13 x 6 x 1.15

= 0.9

7. Determinación del espesor de la subbase a partir del número estructural del total del pavimento, del concreto asfáltico y de la base granular; de la siguiente forma:

SN (Subbase) = 3.8 - (2.34 + 0.9) = 0.56, entonces,

SN (Subbase) = a_3 D_3 m_3, despejando D_3 se obtiene que:

$$D_3 = \frac{SN(\text{subbase})}{a_3\, m_3} = \frac{0.56}{0.10 \times 1.15} = 5 \text{ pulg.}$$

Diseño del pavimento

La estructura del pavimento quedaría de la siguiente forma:

- Concreto Asfáltico (E_1 = 350.000 p.s.i.) = 6 pulg.
- Base Granular (CBR = 80%) = 6 pulg.
- Subbase Granular (CBR = 25%) = 5 pulg.

COM.EC 2587713

5.7 MÉTODO SHELL PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Este método, de tipo racional, considera la estructura del pavimento (capa asfáltica, capas granulares y subrasante), como un sistema multicapa linealmente elástico, en el cual los materiales se encuentran caracterizados por su módulo de elasticidad de Young (E) y su relación de Poisson (μ). Los materiales de la estructura se consideran homogéneos e isotrópicos y se supone que las capas tienen extensión infinita en sentido horizontal. El tránsito se expresa en términos de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas, aplicadas por medio de sistemas de rueda doble con un área de contacto circular con diámetro de 210 mm.

El método considera que el pavimento puede fallar por uno de dos motivos:

1. Que la deformación horizontal por tracción (ε_T) en la fibra inferior de las capas asfálticas, al flexionar ellas bajo la acción de las cargas, supere cierto límite admisible. En éste caso se producirá el agrietamiento de dichas capas.

2. Que la deformación vertical (ε_V) por compresión de la subrasante supere el límite admitido por ella, caso en el cual se produce su deformación permanente y consecuentemente la del pavimento.

   El procedimiento básico de diseño, supone al pavimento como una estructura tricapa, tal como la que muestra la Figura 5.35. La capa inferior, que es infinita en el sentido vertical, representa la subrasante. La capa intermedia, representa las capas granulares de base y subbase o, en pavimentos de estructura compuesta, las capas ligadas con cemento, con cal o construidas con escorias, materiales éstos que el método considera como cementados.

   Por último, la capa superior del modelo representa todas las capas que se encuentren ligadas con asfalto. Se considera, además, que existe fricción completa entre una capa y otra.

   El método de diseño consiste en elegir la combinación de espesores y características de los materiales (ε y μ) de las diversas capas del pavimento, de modo que las deformaciones, horizontal por tracción (ε_T) y vertical por compresión (ε_V), permanezcan dentro de límites admisibles durante el período de diseño del pavimento.

   Los valores admisibles de las deformaciones ε_T y ε_V, se han hallado a través de investigaciones de campo y laboratorio, encontrándose que la

WWW.LITECSA.C

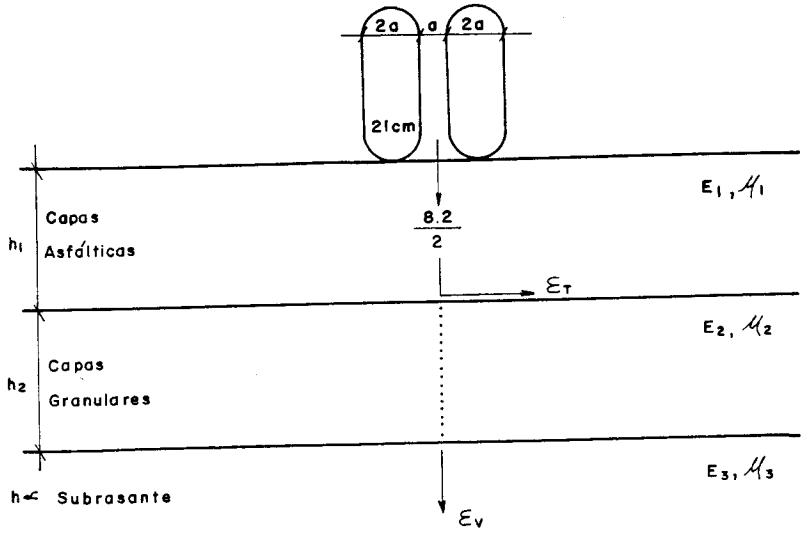


Figura 5.35 – Estructura tricapa de un pavimento flexible.

ε_T es inversamente proporcional al tránsito (N). Relación que se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_T = a\,[1/N]^b$$

Donde:

ε_T = Deformación por tracción en las capas asfálticas.

N = Número de repeticiones de carga.

a,b = Coeficientes determinados por experiencias de campo y laboratorio.

Igualmente, la ε_V es inversamente proporcional al tránsito (N) y se expresa así:

$$\varepsilon_v = C\,[1/N]^d$$

Donde:

ε_V = Deformación vertical por compresión.

COM.EC 2587713

N = Número de repeticiones de carga.

c,d = Coeficientes determinados por experiencias de campo y laboratorio.

A partir de estos conceptos y usando un complejo programa de cálculo de esfuerzos y deformaciones en sistemas elásticos multicapa, la Shell ha preparado un programa de cómputo llamado BISAR. Mediante el cual, conociendo las características de los materiales y asumiendo espesores de las diversas capas del pavimento, se puede computar la magnitud de las deformaciones ε_T y ε_V.

Para facilitar la aplicación del método por parte del diseñador, la Shell ha elaborado una serie de gráficos de diseño a partir de los resultados de su programa de cómputo.

En una primera serie presenta una combinación de espesores de las capas asfálticas (h_1) y de las capas granulares (h_2) para que satisfagan los criterios de deformación horizontal por tracción (ε_T), como se puede observar en la Figura 5.36. Los espesores a_1 en capas asfálticas y a_2 en capas granulares, combinados, cumplen con ese requisito.

En una segunda serie presenta una combinación de espesores de capas asfálticas y capas granulares que satisfacen los criterios de deformación vertical por compresión (Figura 5.37). La combinación de los espesores a_3 y a_4 cumplirán con éste requisito.

Ahora bien, como lo que se requiere es satisfacer simultáneamente los dos criterios básicos para el diseño estructural, la Shell fusionó las dos curvas de la Figuras 5.36 y 5.37, dando origen con ello a las cartas de diseño que actualmente utiliza el método mediante el siguiente razonamiento:

1. Si eligiésemos de la Figura 5.38 un espesor de pavimento a_5, en capas asfálticas, éste satisfacería los dos criterios (ε_T y ε_v), aunque el criterio de deformación por compresión (ε_v) se cumpliría con un espesor mayor al mínimo requerido para cumplir la ε_T.

2. Si se elige en la Figura 5.38 un espesor de pavimento a_6, éste apenas sería necesario para satisfacer el criterio de deformación por tracción (ε_T), más no el de deformación por compresión (ε_v).

3. Si se adopta un espesor de pavimento a_7 en capas asfálticas y a_8 de capas granulares, se cumpliría con el criterio de deformación por compresión (ε_v) pero no el de deformación por tracción (ε_T). Cuando esto sucede, se debe aumentar el espesor de las capas granulares hasta a_9 para cumplir también con el criterio de deformación por tracción.

WWW.LITECSA.C

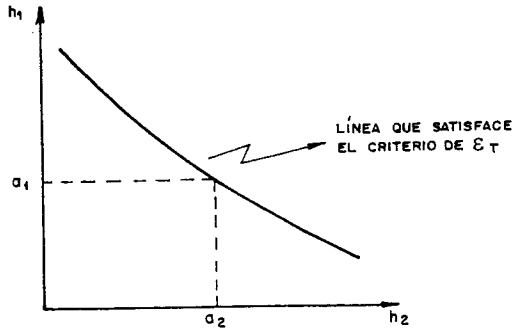


Figura 5.36 – Curva que satisface el criterio de deformación por tracción en la fibra inferior de las capas asfálticas.

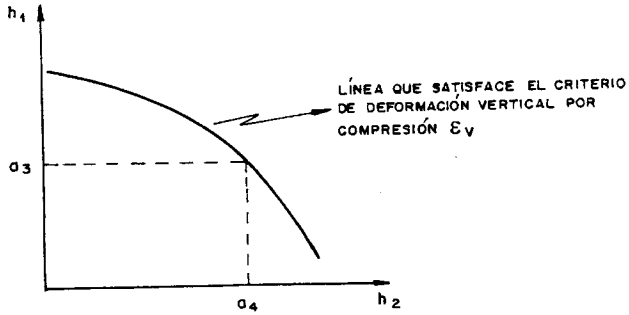


Figura 5.37 – Curva que satisface el criterio de deformación vertical por compresión en la subrasante.

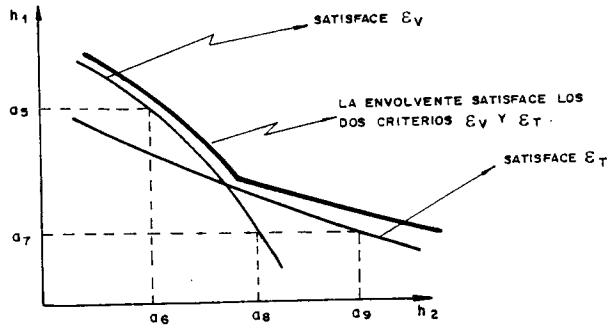


Figura 5.38 – Envolvente que satisface simultáneamente ε_V y ε_T.

COM.EC 2587713

Sin embargo, se aconseja considerar espesores de capas granulares mayores a aquel donde se cruzan las curvas, ya que una pequeña reducción en el espesor de las capas asfálticas da lugar a un incremento apreciable de capas granulares. En consecuencia, una curva de diseño es una envolvente de otras dos que están vinculadas con los criterios de deformación (ε_T y ε_V).

Parámetros que se deben tener en cuenta para el diseño

Los parámetros que se deben evaluar para el diseño son los siguientes:

1. El tránsito.
2. La temperatura.
3. Las propiedades de la subrasante, subbase y base.
4. Características de la mezcla asfáltica.

1. **El tránsito:** El dato del tránsito, requerido para el diseño del pavimento, por el método Shell, se efectúa a través del número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas, por eje sencillo, que se espera circulen sobre el pavimento durante el período de diseño. Su valoración se hace mediante la siguiente expresión:

$$N = TPD \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100} \times 365 \times \frac{(1+r)^n - 1}{Ln(1+r)} \times FC$$

Siendo:

TPD = Tránsito promedio diario, proyectado para el primer año de servicio del pavimento.

A = % de vehículos comerciales (buses + camiones).

B = % de vehículos comerciales que emplean el carril de diseño.

n = Período de diseño (años).

r = Tasa de crecimiento anual del tránsito.

FC = Factor camión.

2. **La temperatura:** El método concede especial importancia a la temperatura de la zona donde va a quedar construido el pavimento y aunque las variaciones diarias y estacionales no presentan influencia significativa en los módulos de elasticidad de las capas granulares, si son influyentes en las propiedades de las capas asfálticas a causa de la susceptibilidad térmica

WWW.LITECSA.C

del asfalto que las constituye. El comportamiento de una mezcla asfáltica igual es diferente en clima frío que en caliente.

Por las razones anteriores, el método presenta un procedimiento para estimar una temperatura media anual ponderada del aire (w-MAAT) en la región del proyecto, la cual se define a partir de las temperaturas medias mensuales del aire (MMAT), que en Colombia se obtienen en el HIMAT, y con ellas se determina unos factores de ponderación que se obtienen de la Figura 5.39.

Ejemplo:

Mes	MMAT, °C	Factor de ponderación
Enero	23	1.50
Febrero	20	1.0
Marzo	17	0.65
Abril	15	0.47
Mayo	16	0.61
Junio	18	0.81
Julio	18	0.81
Agosto	19	0.86
Septiembre	21	1.25
Octubre	23	1.50
Noviembre	25	2.10
Diciembre	23	1.50
		13.06
Factor de ponderación promedio	$\frac{13.06}{12}$	= 1.09

Con el promedio de los factores de ponderación (1.09) se entra en la ordenada de la Figura 5.39 y en la gráfica se obtiene la temperatura

w-MAAT = 21°C

3. **Las propiedades de la subrasante, subbase y base:** El método exige el conocimiento del módulo dinámico de elasticidad de la subrasante que es el conocido en nuestro medio como el módulo de resiliencia (MR),

COM.EC 2587713

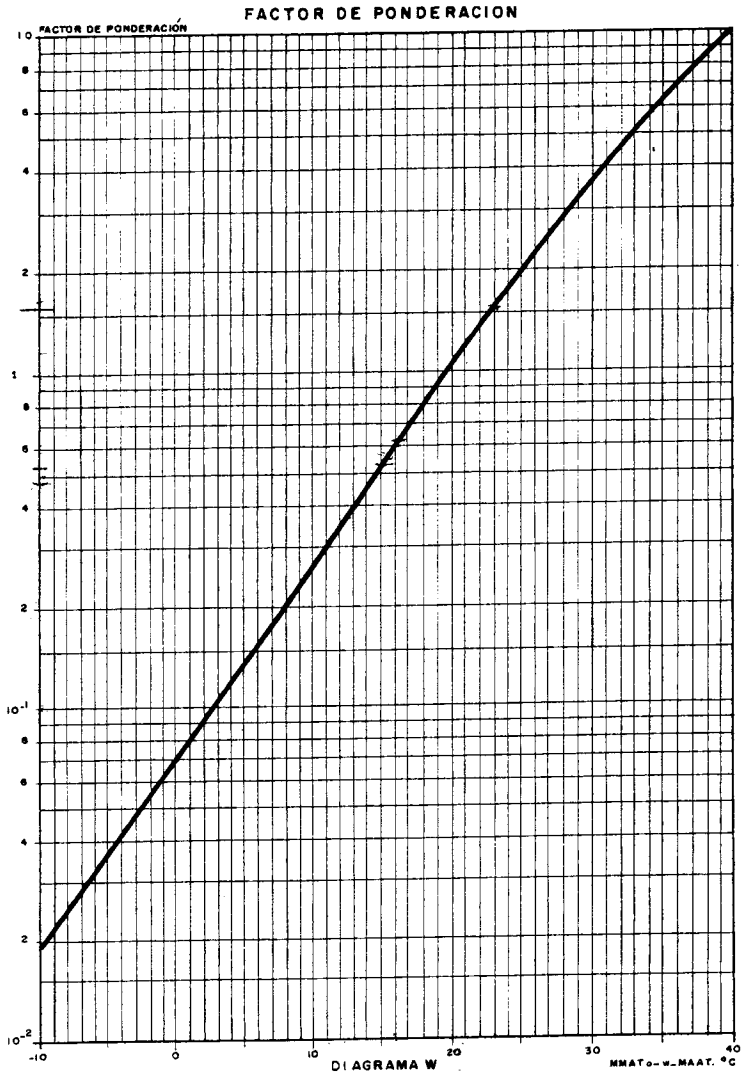


Figura 5.39 – Curva de ponderación de temperatura.

WWW.LITECSA.C

evaluado en circunstancias en que el suelo se encuentre en su densidad de equilibrio. Este módulo se puede hallar mediante ensayos de laboratorio de tipo triaxial, con aplicación dinámica de carga sobre muestras que presenten condiciones apropiadas de humedad y densidad.

Cuando no sea posible efectuar los ensayos por no tener los equipos de laboratorio, se acude a los ensayos tradicionales de resistencia (CBR y prueba de placa) y en base a ellos se determina en forma indirecta el módulo dinámico. En nuestro medio el ensayo de resistencia más difundido es el CBR y la ecuación que permite determinar el módulo dinámico es:

$$MR = 10^7 \times CBR \ N/m^2.$$

$$MR = 100 \times CBR \ Kg/cm^2.$$

Para determinar el módulo resiliente de la base y subbase, la Shell emplea la misma correlación utilizada para la subrasante.

4. **Características de la mezcla asfáltica**: Existen infinidad de variedades de mezclas asfálticas, pero, para efecto del método, la Shell considera que dos propiedades de ellas son fundamentales:

   a) Su módulo de elasticidad dinámico a cortos tiempos de aplicación de carga (*Stiffness*)

   b) Resistencia de la mezcla a la fatiga, es decir, al agrietamiento por su flexión repetida bajo la acción de las cargas.

Con relación al *Stiffness* el método distingue dos tipos de mezclas; las S1 que son mezclas corrientes de cemento asfáltico de alta rigidez y con contenidos normales o promedios de agregados, de asfalto y de vacíos con aire. Las mezclas del tipo S2 son mezclas de baja rigidez, mezclas abiertas que tienen un alto contenido de vacíos con aire y un bajo contenido de asfalto. Dentro de este tipo también se incluyen las mezclas con un alto contenido de asfalto como es el caso de la arena -asfalto.

En cuanto a la *Fatiga*, el método distingue dos tipos de mezclas: las F1 que tienen alta resistencia y que tiene cantidades moderadas de vacío con aire y de asfalto, y las F2, de baja resistencia y que tienen altos volúmenes de vacíos con aire.

El método considera únicamente dos tipos de cemento asfáltico para la elaboración de las mezclas asfálticas; los de penetración 50 (1/10 mm) que se emplean en climas cálidos y los de penetración 100 (1/10 mm) que se emplean en climas fríos.

COM.EC 2587713

Con base en lo anterior, la Shell reconoce para el diseño ocho (8) tipos (o códigos) de mezclas asfálticas y presenta gráficas de diseño diferentes para cada una de ellas, estos son:

S1 - F1 - 50	S2 - F1 - 50
S1 - F2 - 50	S2 - F2 -50
S1 - F1 - 100	S2 - F1 -100
S1 - F2 - 100	S2 - F2 -100

Para determinar el tipo de mezcla asfáltica (código) la SHELL presenta una serie de gráficas que están en función de ensayos rutinarios de laboratorio. El procedimiento a seguir considera los siguientes pasos:

a) Determinación del índice de penetración y la temperatura T_{800} del asfalto.

El asfalto con el cual se va a elaborar la mezcla asfáltica y que se usará en la obra, se le hacen varios ensayos de penetración, a diferentes temperaturas para determinar su susceptibilidad térmica y con ayuda de la gráfica de Heukelom (Figura 5.40).

Se halla el Índice de Penetración (IP) que es una medida de la susceptibilidad térmica del asfalto, y también el T_{800}, que, es la temperatura a la cual la penetración es de 800 décimas de milímetro.

Ejemplo:

Temperatura °C	Penetración (1/10 mm)
20	40
25	60
30	90

Con los valores de penetración localizados en la gráfica para las temperaturas de ensayo se traza una recta, que se prolonga hasta cortar la horizontal correspondiente a una penetración de 800 (1/10 mm) y allí se lee una temperatura T_{800} = 58°C.

Por el punto A dado en la gráfica se traza una paralela a la línea que une los puntos correspondientes a las penetraciones obtenidas a las temperaturas de ensayo. Dicha paralela corta la escala que indica el Índice de Penetración en IP = 0.7.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

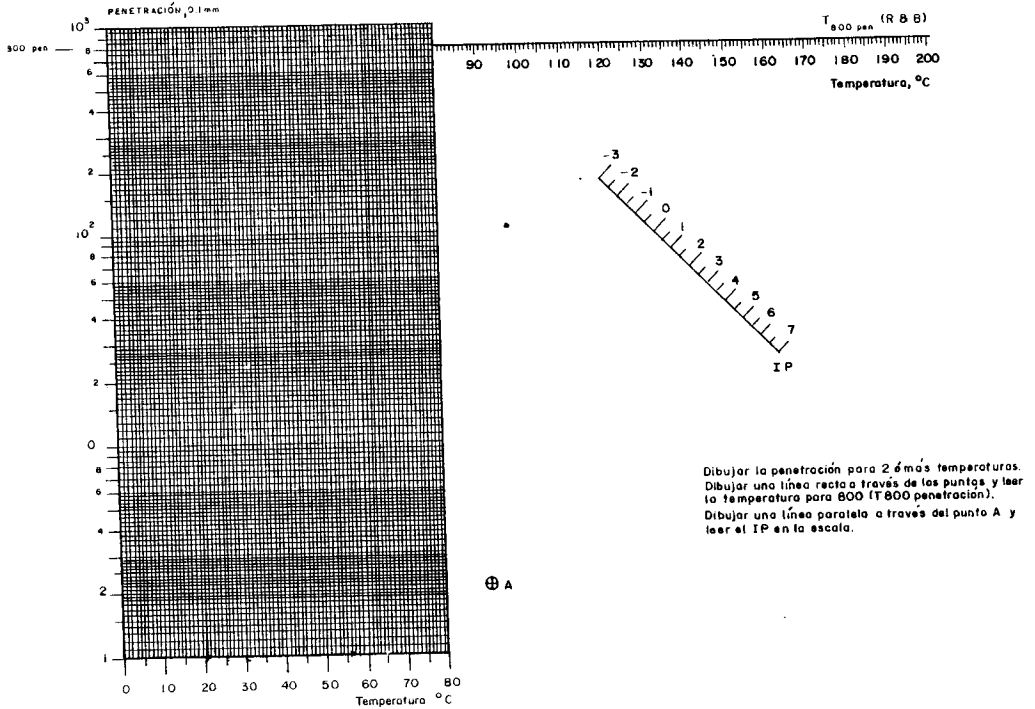


Figura 5.40 – Nomograma para calcular el índice de penetración y la temperatura T_{800}.

Cuanto más bajo sea el IP, más susceptible será el asfalto a los cambios de temperatura. Los mejores asfaltos para pavimentaciones tienen valores de IP que oscilan entre -1 y + 0.5.

b) Determinación del *Stiffness* del asfalto a la temperatura de trabajo en obra

Se emplea la gráfica de Van Deer Poel (Figura 5.41). Para ello es necesario conocer la siguiente información:

- Indice de penetración
- Tiempo de aplicación de carga. La SHELL recomienda emplear un tiempo de 0.02 sg. que corresponde a una velocidad del vehículo de 50-60 km/hora.
- $\Delta_T = T_{800} - T_{mezcla}$

Siendo T_{mezcla}, la temperatura de la mezcla que es función de la temperatura ambiente y se obtiene de la Figura 5.42.

Con la temperatura media anual w-MAAT se va al punto medio entre los dos espesores mínimos y máximos de las capas asfálticas ya que en el proceso de diseño aun no se conocen los espesores, allí se obtiene un $T_{mezcla} = 28°C$, entonces $\Delta_T = 58 - 28 = 30°C$

Con estos valores se entra a la Figura 5.41, partiendo de la parte inferior con un tiempo de aplicación de carga de 0.02 seg., uniendo este punto con $\Delta T = 30°C$ y prolongando hasta IP = 0.7; a partir de este punto se sigue paralelamente a las curvas hasta llegar a la parte superior donde se lee un *Stiffness* del asfalto de 6×10^6 N/m².

c) Determinación del *Stiffness* de la mezcla asfáltica

Se emplea la gráfica de Heukelom (Figura 5.43) y para ello es necesario conocer, además del *Stiffness* del asfalto, la composición volumétrica de la mezcla asfáltica de acuerdo con el diseño de ella en el laboratorio. Para el caso de las mezclas asfálticas en caliente el diseño se basa en el método *Marshall*.

Como ejemplo se asume una dosificación de:

Agregados	78%
Asfalto	13%
Aire	9%

WWW.LITECSA.C

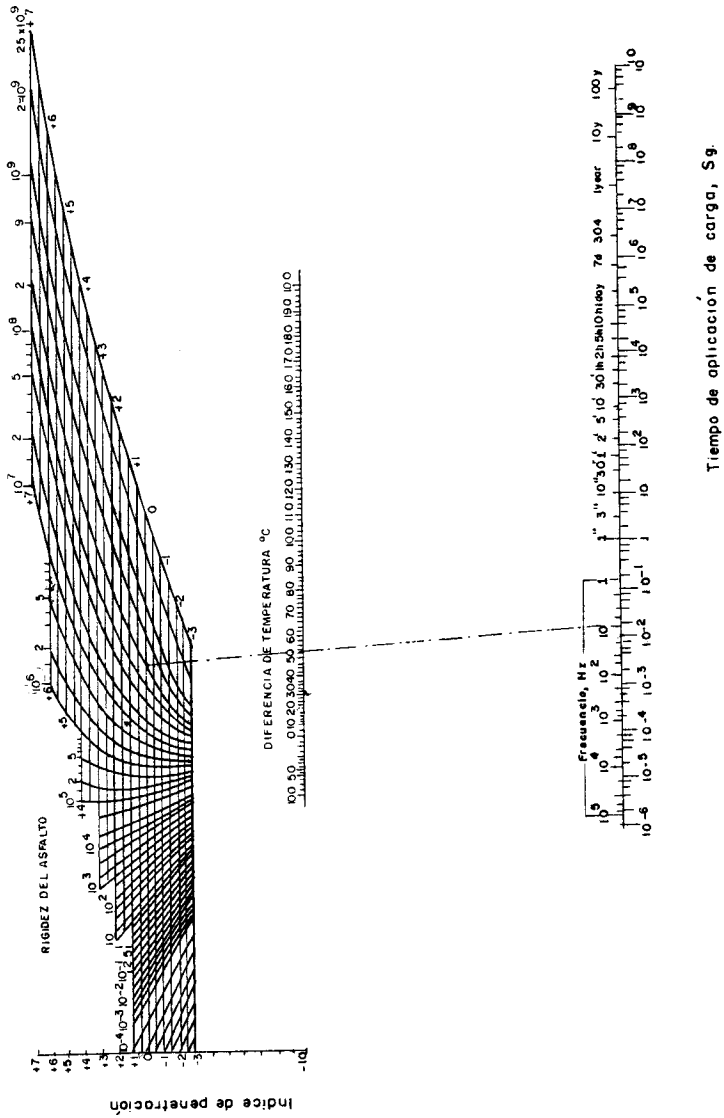


Figura 5.41 – Nomograma de Van Der Poel para determinar el módulo dinámico (*Stiffness*) del asfalto.

COM.EC 2587713

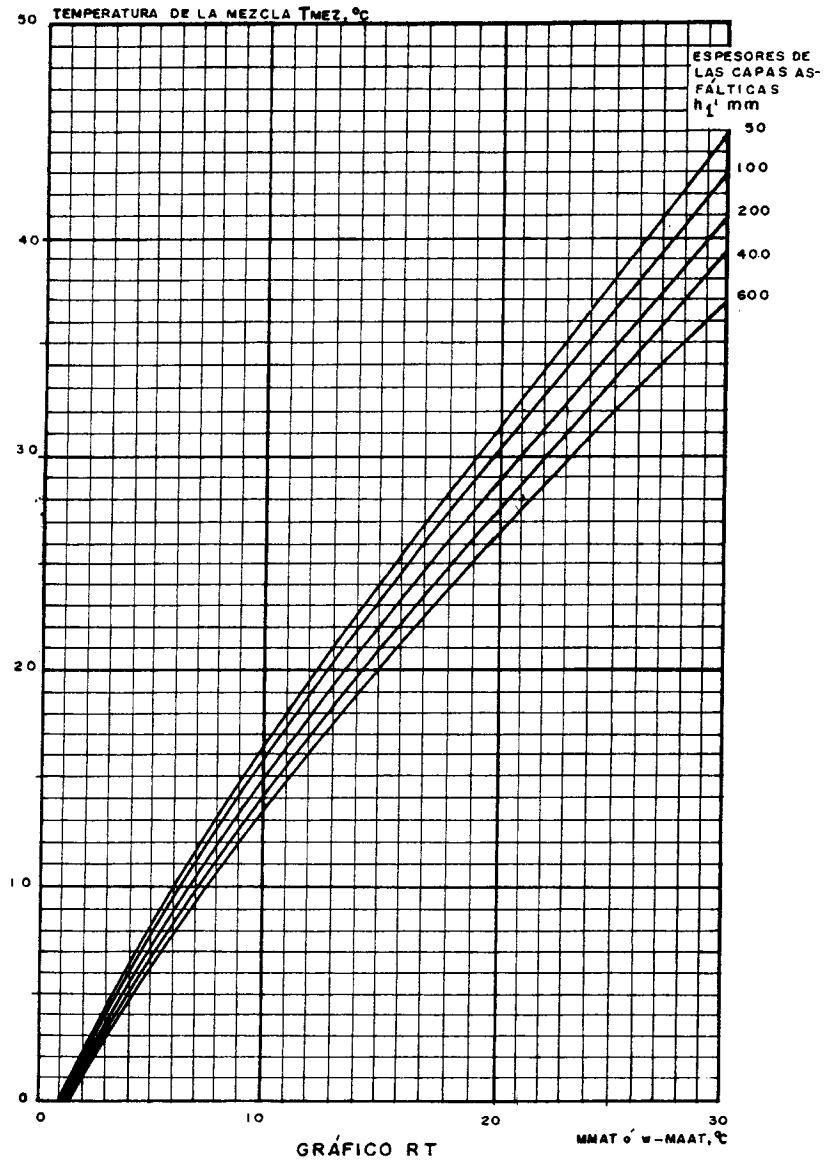


Figura 5.42 – Relación entre la temperatura efectiva de las capas asfálticas y MMAT ó w-MAAT.

WWW.LITECSA.C

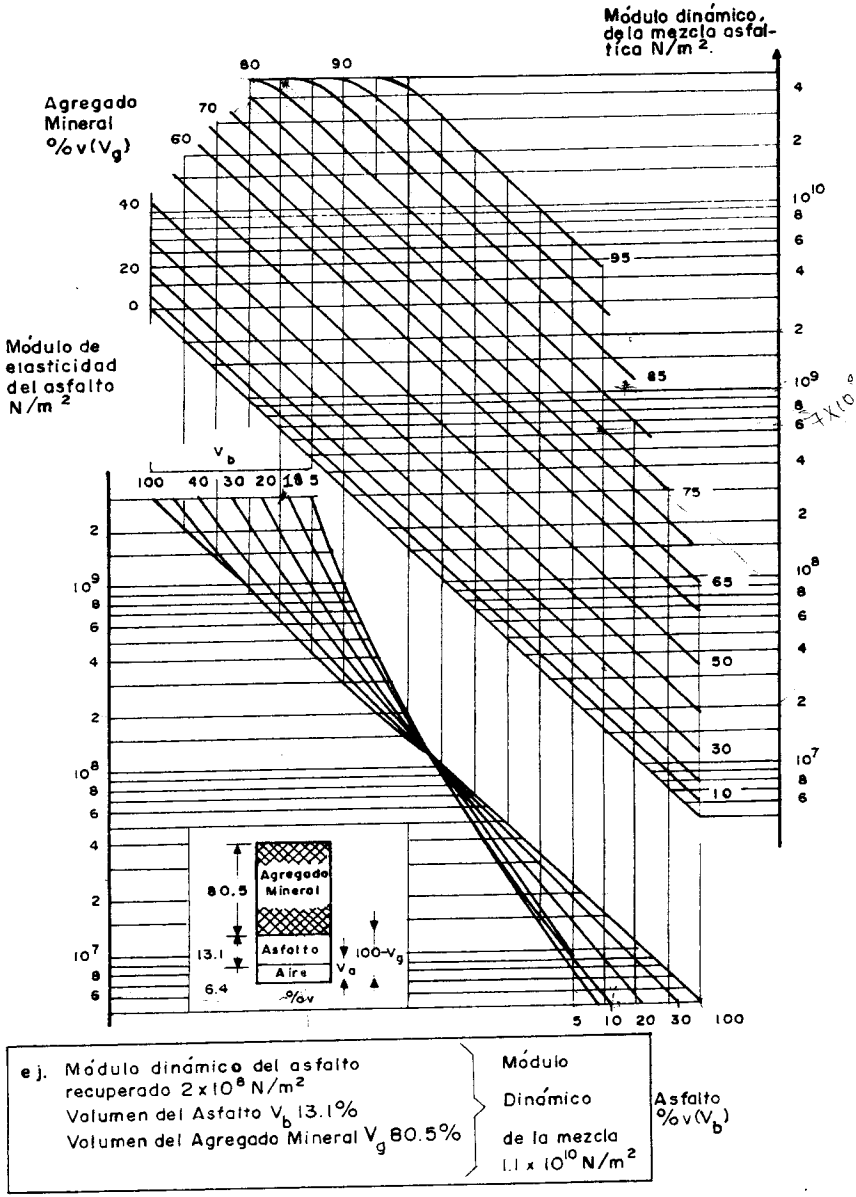


Figura 5.43– Nomograma para el cálculo del módulo dinámico (*Stiffnees*) de las mezclas asfálticas.

COM.EC 2587713

Se entra a la gráfica partiendo del *Stiffness* del asfalto (6×10^6 N/m²), volumen del asfalto 13%, volumen del agregado 78%; se obtiene un *Stiffness* de la mezcla de 7×10^8 N/m².

d) Identificación del código de rigidez de la mezcla (Tipo S1 o S2)

Se emplea la Figura 5.44 en la cual se ubica el punto de confluencia del *Stiffness* del asfalto y de la mezcla.

Con el *Stiffness* del asfalto de 6×10^6 N/m² y el *Stiffness* de la mezcla de 7×10^8 N/m². Se observa que el punto de confluencia se halla más cerca de la curva S2, por consiguiente este es el tipo de mezcla que hay que adoptar.

e) Determinación de la deformación máxima admisible específica de tracción en la fibra inferior de las capas asfálticas

Se emplea para su determinación la Figura 5.45, se entra en ella con el *Stiffness* de la mezcla (7×10^8 N/m²), volumen del asfalto (13%), se prolonga la línea que los une hasta el marco del cuadro en el punto E, de allí se traza una horizontal hasta hallar la recta que corresponde al tránsito expresado como N (a manera de ejemplo se puede asumir un $N = 5 \times 10^6$ ejes equivalentes de 8.2 toneladas) desde ese punto se traza una vertical hasta hallar en la abscisa inferior la deformación horizontal por tracción que es $\varepsilon_T = 4 \times 10^{-4}$.

f) Identificación del código de fatiga de la mezcla

Se emplean las Figuras 5.46 y 5.47. En ambas gráficas se busca el punto de confluencia entre el *Stiffness* de la mezcla (7×10^8 N/m²) y la deformación por tracción ε_T (4×10^{-4}).

En la Figura 5.46 que corresponde al tipo F1, el punto de confluencia pertenece a un $N = 3 \times 10^6$ ejes equivalentes de 8.2 toneladas y en la Figura 5.41 que corresponde al tipo F2 se encuentra un $N = 4 \times 10^5$ ejes equivalentes. Se adopta el F1 ya que queda más cerca del dato del ejemplo que es $N = 5 \times 10^6$ ejes equivalentes.

g) Identificación del código total de la mezcla

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en los apartes d) y f), se concluye que la mezcla es del tipo S2-F1 código al que hay que adicionarle el tipo de asfalto empleado con base en la penetración obtenida. Como en el ejemplo se tiene un valor de 60 (1/10 mm) para 25°C se adopta el valor 50 (solo existe la elección entre 50 o 100), ya que está más próximo

WWW.LITECSA.C

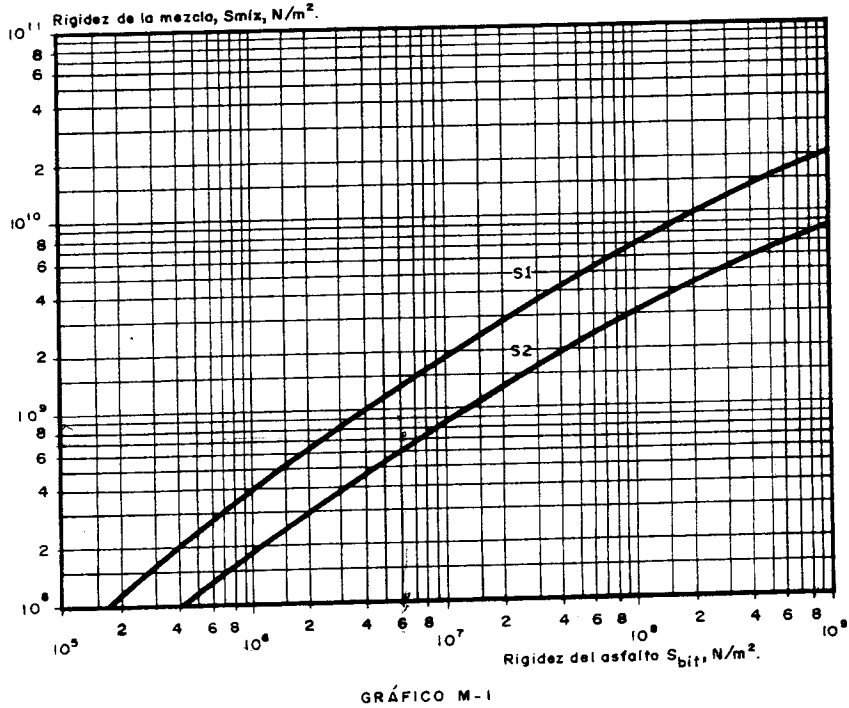


GRÁFICO M-1

Figura 5.44 – Relaciones entre la rigidez de la mezcla y la rigidez del asfalto.

COM.EC 2587713

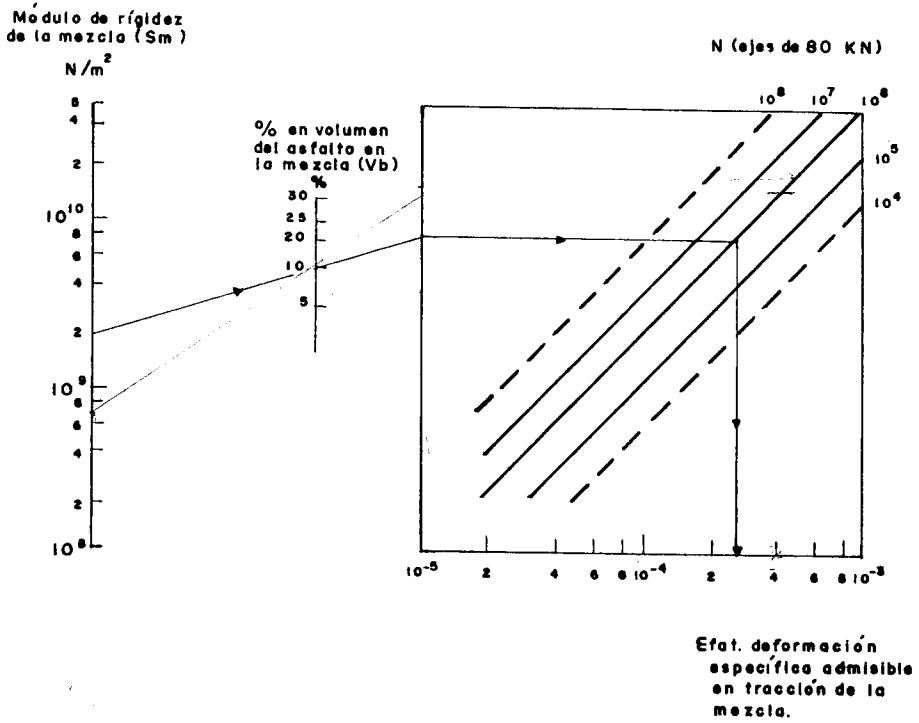


Figura 5.45 – Nomograma de fatiga para determinación εFAT de la mezcla en función de Sm y Vb.

WWW.LITECSA.C

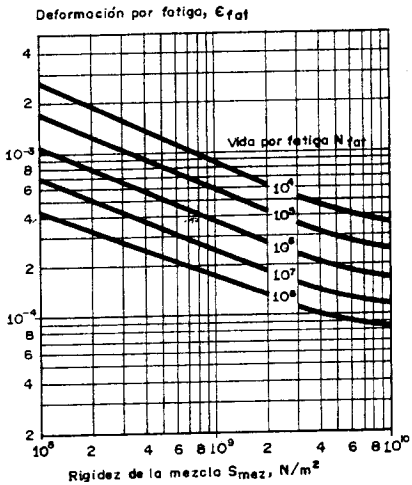


Figura 5.46 – Características de fatiga F1.

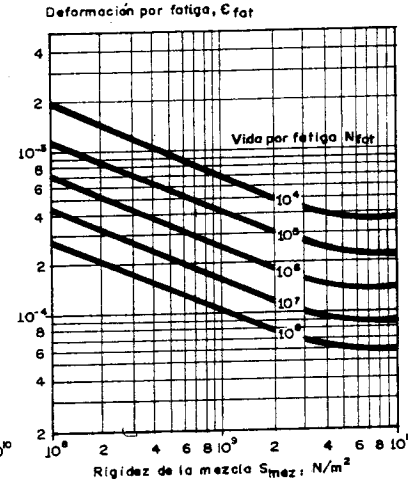


Figura 5.47 – Características de fatiga F2.

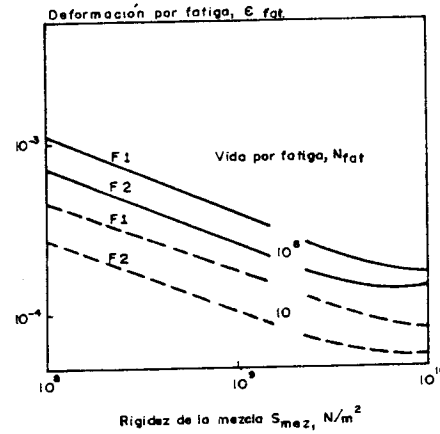


Figura 5.48 – Relaciones entre deformaciones admisibles por fatiga, rigidez de la mezcla y vida por fatiga.

COM.EC 2587713

al del ensayo. En definitiva, el tipo de mezcla asfáltica tendrá el siguiente código:

S2 - F1 - 50

5. Diseño estructural

Empleo de las gráficas de diseño

En una gráfica SHELL los espesores necesarios de las diversas capas del pavimento se hallan en base a cuatro parámetros:

- Tránsito esperado, expresado como N, el cual varía entre 10^4 - 10^8.
- Clima, evaluado por la temperatura media anual ponderada del aire w-MAAT y presenta valores para (4° - 12° - 20° - 28°C).
- Módulo de elasticidad de la subrasante: para valores de MR (2.5 y 5 x 10^7; 1 y 2 x 10^8) que equivalen a CBR = 2.5 - 5 - 10 y 20% respectivamente.
- Código de la mezcla (ocho en total).

En cualquier gráfica de diseño tres de los valores son constantes y el otro variable y por lo tanto, deberá escogerse una gráfica de diseño apropiada en función de los datos de que se dispongan.

El juego de gráficas básicas de diseño Shell (Gráficas HN1 a 128) muestra los espesores totales de las capas asfálticas (h1), en función del espesor total de las capas granulares (h2). En ellas el parámetro variable es N siendo los valores fijos la temperatura (w-MAAT), el módulo resiliente (MR) de la subrasante y el código de la mezcla.

Con el fin de facilitar la interpolación entre los diversos parámetros de diseño la Shell ha preparado otros juegos de gráficas, derivados todos ellos de las curvas HN.

Las gráficas HT (1 a 72) presentan como variable la temperatura w-MAAT.

Las gráficas TN (1 a 48) permiten la interpolación entre valores de N y la temperatura dando valores fijos de los espesores de las capas granulares.

Finalmente, la *Shell* presenta un juego de gráficas en las cuales el espesor de las capas asfálticas se presenta en función del MR de la subrasante, tomando como variable el tránsito N. Son las gráficas EN (48).

Cuando los datos numéricos para el diseño dado coinciden con los que suministran las gráficas, los espesores de las diferentes capas se pueden tomar de la gráfica respectiva. En caso contrario se requieren interpolaciones sucesivas.

WWW.LITECSA.C

Para una mejor comprensión del método se hará un ejemplo en el que se presentarán varias alternativas, que cumplen con los requisitos mínimos de deformación horizontal y vertical. Al final se deberá hacer un análisis de costos para definir cual es la alternativa más económica.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento flexible por el método Shell, para los siguientes parámetros de diseño:

- Temperatura w-MAAT = 20°C
- Módulo de resiliencia de la subrasante (MR) = 5×10^7 N/m² (CBR = 5%).
- N = 5×10^6 ejes de 8.2 toneladas
- Código de la mezcla asfáltica = S1 - F1 - 50.

Solución:

La gráfica a emplear que cumple los tres primeros parámetros es la HN -49.

En la Figura 5.49 (Chart HN 49) se ha efectuado una abstracción de la curva correspondiente al tránsito N = 5×10^6 ejes equivalentes de 8.2 toneladas. Los números entre los círculos corresponden a los módulos resilientes de las capas granulares, expresado en 10^8 N/m².

Se presentan tres casos: el dos dentro del círculo (2) indica un módulo de resiliencia MR = 2×10^8 N/m² que corresponde a un CBR = 20%; el (4) módulo de resiliencia MR = 4×10^8 N/m², o sea CBR = 40%; el (8) módulo de resiliencia MR = 8×10^8 N/m², es decir, CBR = 80%.

Cualquier punto que quede sobre la curva de N = 5×10^6 ejes de 8.2 toneladas dará una combinación de espesores de capas asfálticas y granulares que satisfacen los criterios de deformación en los cuales se basa el método, por tanto, se pueden presentar múltiples alternativas de diseño que se han colocado en la Tabla 5.38 para facilitar la comparación de ellas.

La alternativa No. 1 considera un espesor pleno en concreto asfáltico, nada en capas granulares, que da un espesor de 210 mm que garantiza que las deformaciones ε_T y ε_V están dentro de límites admisibles para el período de diseño.

La alternativa No. 2 considera una capa asfáltica y una granular que tiene un CBR = 20%. Se parte del punto 2 que está sobre la curva N = 5×10^6 ejes equivalentes y allí se obtiene un espesor de h_1 = 170 mm en concreto asfáltico y h_2 = 170 mm. del material granular que tiene un CBR = 20%. Con estos

COM.EC 2587713

CÓDIGO DE LA MEZCLA S1 - F1 - 50	MÓDULO DE LA SUBRASANTE, N/m^2 5×10^7
w-MAAT, °C 20	NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.0 kN VARIABLE

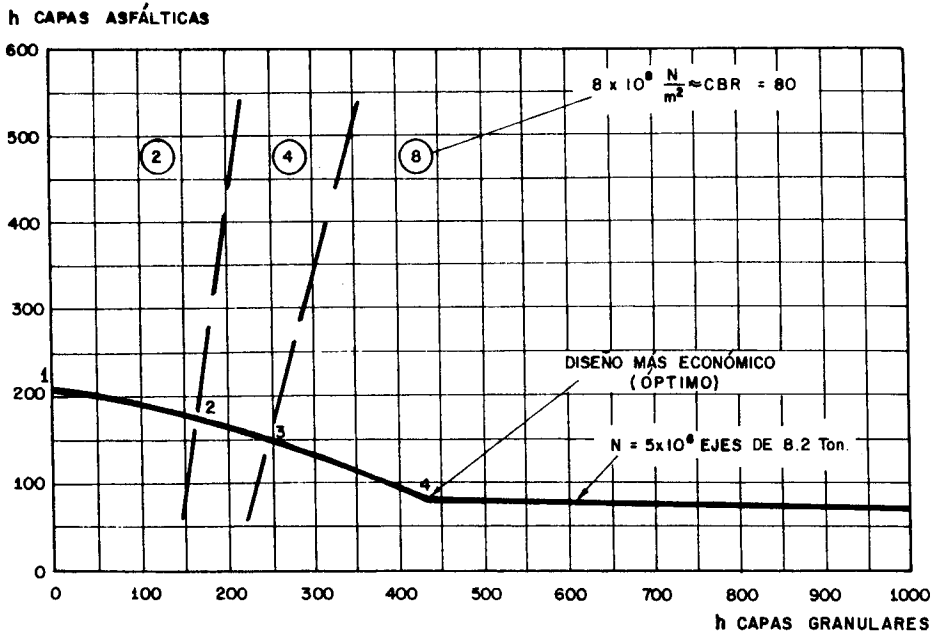
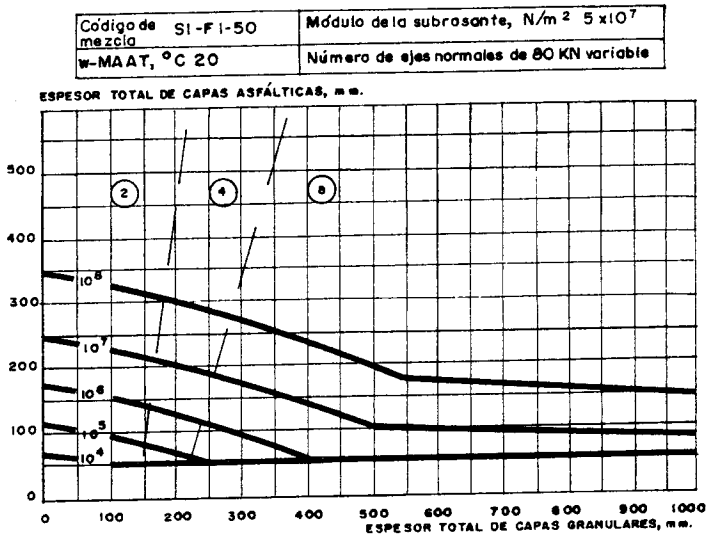


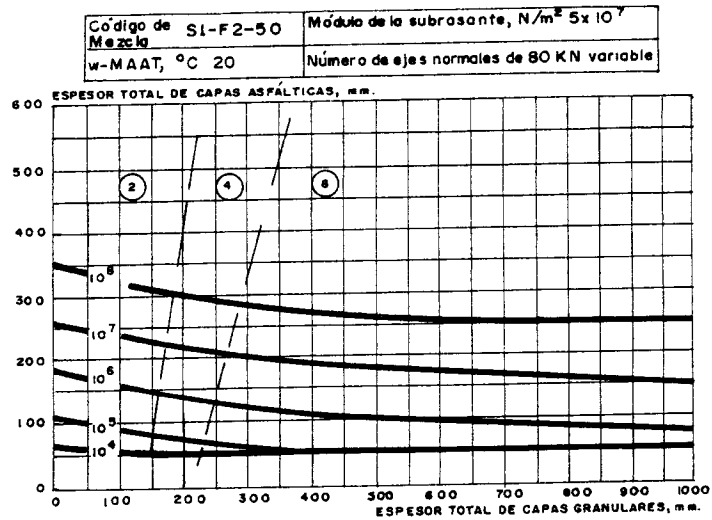
Chart HN 49 (Figura 5.49)

WWW.LITECSA.C



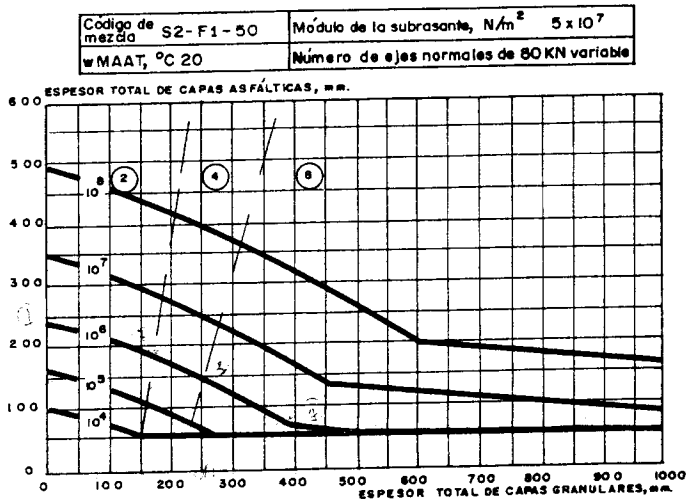
Gráfica HN 49

MÓDULO MÍNIMO DE CAPAS GRANULAR 10^6 N/m²



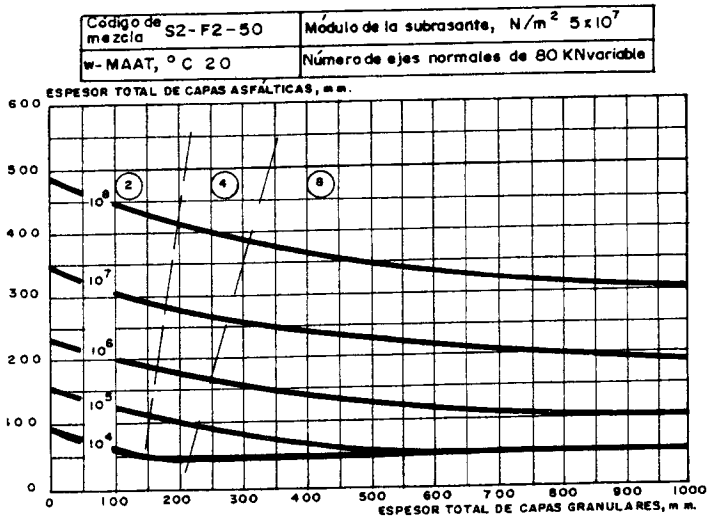
Gráfica HN 50

COM.EC 2587713



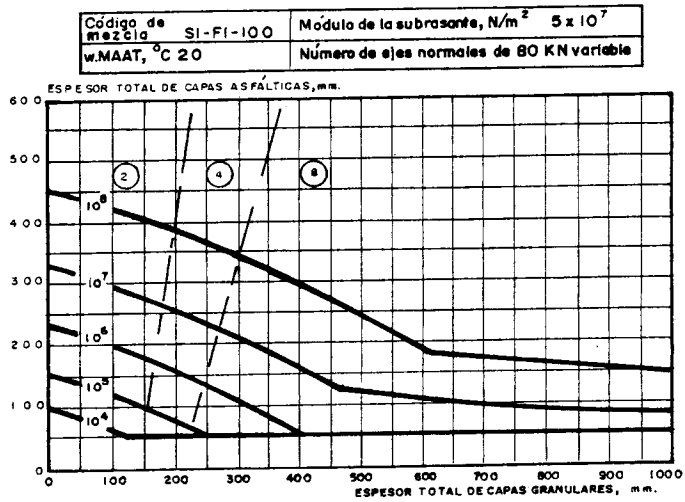
Gráfica HN 51

MÓDULO MÍNIMO DE CAPAS GRANULAR 10^8 N/m²

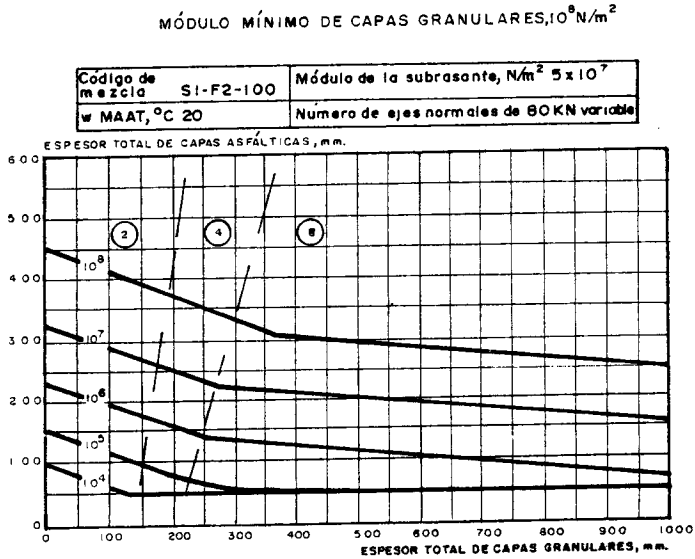


Gráfica HN 52

WWW.LITECSA.C

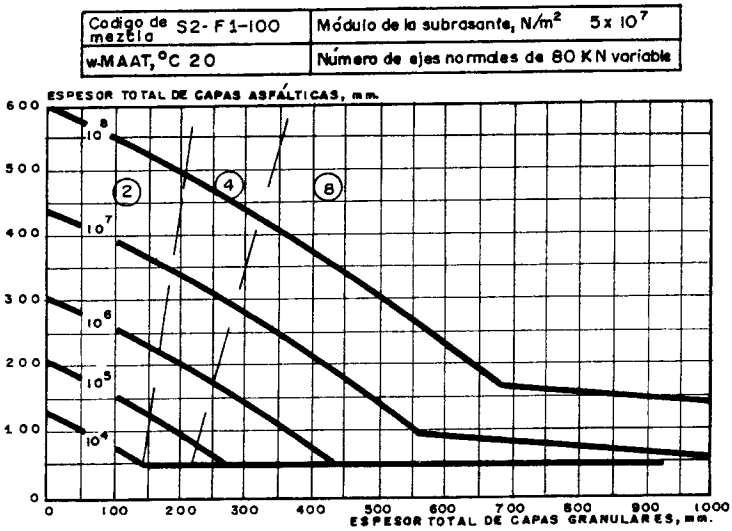


Gráfica HN 53



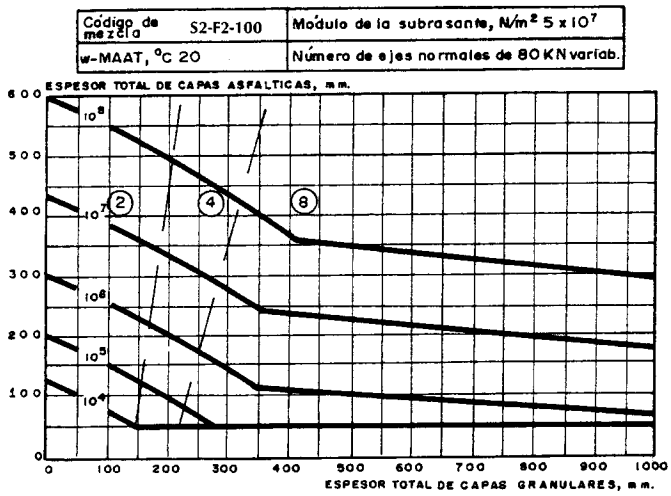
Gráfica HN 54

COM.EC 2587713



Gráfica HN 55

MÓDULO MÍNIMO DE CAPAS GRANULAR 10^8 N/m²



Gráfica HN 56

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.46
Resumen de alternativas de diseño

Alternativa No.	Espesor de las capas granulares, mm h_2			Espesor de las capas asfálticas, mm. h_1
	CBR ≥20	CBR ≥ 40	CBR ≥ 80	
1	-	-	-	210
2	170	-	-	170
3	160	90	-	150
4	75	150	200	75

espesores se garantiza que las deformaciones están dentro de los límites admisibles para el período de diseño.

La alternativa No. 3 considera una capa asfáltica, una granular con CBR = 20% y otra con CBR = 40%. Se parte del punto 3 sobre la curva del tránsito del problema y allí se obtiene un espesor de las capas asfálticas de 150 mm y las capas granulares de 250 mm que debe dividirse entre los dos materiales disponibles.

En el cruce donde la horizontal que parte del punto 3 corta la línea a trazos que divide los materiales de CBR = 20% y CBR = 40%, se determina el espesor por colocar del material con CBR = 20% que da 160 mm. El espesor por colocar del material de CBR = 40% será la diferencia 250 - 160 = 90 mm con los espesores obtenidos:

Capas asfálticas	= 150 mm
Capa granular con CBR = 40%	= 90 mm
Capa granular con CBR = 20%	= 160 mm
Espesor pavimento	= 400 mm

También se garantiza que las deformaciones ε_T y ε_V están dentro de límites admisibles para el período de diseño.

La alternativa No. 4 considera una capa asfáltica y tres granulares con CBR = 20%, CBR = 40% y CBR = 80%. Se parte del punto 4 que es quiebre de las dos curvas que satisfacen los criterios de deformación por tracción y de compresión, para el tránsito N = 5 x 106 ejes equivalentes. Ahí se obtiene un espesor de las capas asfálticas de 75 mm y de 425 mm de las capas granulares, que hay que repartir entre los tres materiales disponibles. Para ello se buscan los puntos de encuentro entre la horizontal que parte del punto 4 y las líneas

COM.EC 2587713

a trazos, que dan espesores de 225 y 75 mm respectivamente. El espesor de la capa con material de CBR = 20% es de 75 mm; el espesor de la capa con material de CBR = 40%, está dado por la diferencia 225 - 75 = 150 mm y el espesor de la capa con CBR = 80 es igual a la diferencia 425 - 225 = 200 mm.

Con estos espesores:

Capa asfáltica	= 75 mm
Capas granulares con:	
CBR ≥ 80	= 200 mm
CBR ≥ 40	= 150 mm
CBR ≥ 20	= 75 mm
Espesor del pavimento	= 500 mm

Se garantiza que las deformaciones ε_T y ε_V están también dentro de límites admisibles para el período de diseño.

Capas con mezclas diferentes

Cuando las capas asfálticas están constituidas por una capa de rodadura, una base asfáltica y una base negra en las que se tienen diferencias de *Stiffness* entre ellas muy grandes, se calculan los espesores requeridos en las gráficas correspondientes a los códigos respectivos, y con base a ellas se obtienen las relaciones de sustitución o factores de equivalencia entre capas.

Para facilitar la comprensión, se presenta un ejemplo, basado en el criterio de deformación a nivel de subrasantes.

Datos:	N	= 10^7 ejes equivalentes de 8.2 toneladas
	w-MAAT	= 20°C
	MR subrasante	= 5 x 10^7 (CBR = 5%)

En la alternativa 1 (Gráfica HN-53), para 0 mm de capa granular se tienen 330 mm de concreto asfáltico o 250 mm de base asfáltica (Gráfica HN-49). Con cualquiera se satisfacen los criterios de deformación. Siendo soluciones equivalentes, se puede decir que la relación de sustitución es 250 ÷ 330 = 0.76, es decir, que por 1mm de concreto asfáltico (código S1 - F1 - 100) son suficientes 0.76 mm de base asfáltica (código S1 - F1 - 50) por consiguiente, si en esta alternativa se ponen 80 mm de espesor de la capa de concreto asfáltico, el espesor restante (330 - 80 = 250 mm) se pueden convertir a base asfáltica (Código S1 - F1 - 50) multiplicándolo por su relación de sustitución, es decir, 250 x 0.76 = 187.5, aproximadamente igual a 190 mm.

WWW.LITECSA.C

De forma similar se procede en las otras alternativas.

En la alternativa 4, se asume que se colocan 60 mm de la mezcla S1 -F1 -100 Y 100 mm de la tipo S2 -F1 -50, para determinar el espesor de esta mezcla se procede de la siguiente manera, sabiendo que las soluciones todas son equivalentes de los 330 mm de mezcla S1 -F1 -100 se colocan 60 mm que equivalen a 60 x 1.06 = 63.6 mm de la S2 -F1 -50, de la mezcla S1 -F1 -50 se colocan 100 mm que equivalen a 100 ÷ 0.71 = 140.8 mm de la mezcla S2 -F1 -50; el espesor por colocar de esta última será 350 - (63.6 + 140.8) = 155.6, aproximadamente igual a 150 mm.

A continuación se presentan las Tablas 5.47 y 5.48 que resumen las alternativas de diseño en base a los códigos de las mezclas y a las capas de diferentes tipos de mezcla.

5.8 *PAVIMENTOS SEMIRÍGIDOS*

Ante la ausencia de materiales idóneos o su alto costo de explotación y transporte en la región donde se ha proyectado construir un pavimento flexible, resulta difícil la construcción de bases y subbases granulares y en consecuencia nace la necesidad de utilizar los materiales disponibles en la zona del proyecto, mejorando sus deficiencias de calidad mediante el uso de aditivos. Estos pueden ser: Cemento, cal, asfalto y productos químicos.

Obviamente, el uso de estos aditivos produce en el material una cierta rigidez que resulta ser mayor a las de las capas granulares, por esta razón y con el objeto de aprovechar esta ventaja se aplican factores de reducción de los espesores determinados para capas granulares por los métodos existentes para diseño de pavimentos flexibles.

5.8.1 Pavimentos con capas de suelo cemento

Alrededor de 1970 y como resultado de vastas investigaciones de campo y de laboratorio y de estudios teóricos, la Portland Cement Association desarrolló un método de diseño de espesores aplicable específicamente al suelo-cemento, con base en las propiedades que hacen que este material sea fundamentalmente diferente a otros empleados para bases de pavimentos.

El suelo-cemento, como cualquier material de construcción, está sometido a la acción de fatiga por la repetición de cargas. Para un diseño dado, el número de repeticiones de carga que produce la falla depende del radio de curvatura en flexión.

COM.EC 2587713

Tabla 5.47
Alternativas de diseño con base en los siguientes códigos de mezclas

Descripción mezcla	Código	Espesor total de capas asfálticas, h_1, m.m.				
Concreto asfáltico	SI FI-100 (a)	230	260	170	330	Gráfica HN-53
Base asfáltica	SI FI-50 (b)	250	210	140	250	Gráfica HN-49
Base negra	S2 FI-50 (c)	-	-	-	350	Gráfica HN-51
Espesor capas granulares, h_2, m.m.		0	200	400	0	
Relación de sustitución m.m. de mezcla remplazada por 1 m.m. de mezcla tipo (a)		$\frac{250}{300} = 0.76$	$\frac{210}{260} = 0.81$	$\frac{140}{170} = 0.82$	$\frac{350}{330} = 1.06$	
Relación de sustitución m.m. de mezcla remplazada por 1 m.m. de mezcla tipo (c)					$\frac{250}{350} = 0.71$	

Tabla 5.48
Alternativas de diseño con capas de diferentes tipo de mezcla

Descripción mezcla	Código	Espesor de las capas asfálticas, m.m.			
Concreto asfáltico	SI FI - 100	80	80	80	60
Base asfáltica	SI FI - 50	190	150	80	100
Base negra	S2 FI - 50	-	-	-	150
Espesor total capas asfálticas (m.m.)		270	230	160	310
Espesor capas granulares, m.m.		0	200	400	0

Alternativa No. 1

80 m.m. capa asfáltica

190 m.m. base asfáltica

270 m.m.

Alternativa No. 2

80 m.m. capa asfáltica

150 m.m. base asfáltica

200 m.m. capa granular

430 m.m.

Alternativa No. 3

80 m.m. capa asfáltica

80 m.m. base asfáltica

400 m.m. base granular

560 m.m.

Alternativa No. 4

60 m.m. capa asfáltica

100 m.m. base asfáltica

150 m.m. base negra

310 m.m.

WWW.LITECSA.C

Investigaciones adelantadas por la PCA indican que el comportamiento a fatiga varía ampliamente con el tipo de suelo usado para la mezcla de suelo-cemento. Por esta razón, en el diseño los suelos se dividen en dos grupos; granulares y finos, de acuerdo a su clasificación AASHTO:

- Suelos granulares: Al, A3, A2-4 y A2-5
- Suelos finos: A2-6, A2-7, A4, A5, A6 y A7.

Parámetros de diseño

Los parámetros involucrados en el diseño por el método de la PCA son:

- *Capacidad de soporte de la subrasante:* se evalúa por medio de un módulo de reacción, K, determinado con el ensayo de placa (especificación AASHTO T-222-62).
- *Período de diseño*: es el tiempo de servicio del pavimento, que determinará el volumen total de vehículos involucrados en el diseño. Normalmente se diseña para un período de 20 años.
- *Tránsito:* se cuantifica mediante el número y peso de los distintos ejes que se presume utilizarán el pavimento durante el período de diseño.
- *Calidad del suelo cemento:* se mide por su resistencia a la falla por fatiga, tomando como unidad de consumo de fatiga la correspondiente a mil ejes sencillos de 8.2 toneladas.

En función de ésta, se cuantifica el consumo de fatiga ocasionado por las distintas cargas por eje, sobre el suelo-cemento granular o fino; los valores de estos coeficientes de consumo de fatiga se muestran en la Tabla 5.41.

Basta multiplicar el número esperado de repeticiones de cada eje por su correspondiente coeficiente de consumo de fatiga, para obtener el factor de fatiga del eje en consideración; la suma de los factores de fatiga así obtenidos se denomina el factor de fatiga del pavimento de suelo - cemento.

Recubrimiento asfáltico: con el fin de proteger el suelo-cemento contra la erosión causada por el agua y la frenada de los vehículos es necesario proveer a la estructura de una capa de rodadura, cuyo espesor depende del método de diseño local, sin embargo, en la Tabla 5.43 se presentan algunos valores recomendables.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento con suelo - cemento para una vía secundaria de dos carriles cuya resistencia del suelo de subrasante evaluada mediante el módulo

COM.EC 2587713

de reacción de la subrasante es K = 3,4 kg/cm^3, se desea que el período de diseño sea de 20 años y el número de aplicaciones de carga en la vida de diseño es como se muestra en la Tabla 5.44.

Tabla 5.49
Coeficiente de consumo de fatiga

carga por eje (t)	Suelo–Cemento	Suelo–Cemento
Ejes simples	**grueso–granular**	**fino–granular**
13,6	12.500.000	3.530
12,5	1.270.000	1.130
11,8	113.000	337
10,9	8.650	93
10,0	544	23.3
9,1	27	5.2
8,2	1,0000	1,0000
7,3	0,0250	0,1600
6,4	0,0004	0,0200
5,4		0,0018
Tándem		
22,7	12.500.000	3.530
21,8	3.210.000	1.790
20,8	792.000	890
20,0	186.000	431
19,0	41.400	203
18,1	8.650	93
17,2	1.690	41,1
16,3	305	17,5
15,4	50,4	7,1
14,5	7,5	2,74
13,6	1,0000	1,0000
12,5	0,1200	0,3410
11,8	0,0120	0,1070
10,9	0,0010	0,0310
10,0		0,0081
9,1		0,0018

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.50
Espesores de carpeta asfáltica

Espesor del suelo - cemento (cm)	Espesor recomendado de carpeta (cm)	Espesor mínimo de carpeta (cm)
12,5 -15	2-4	T.TS.*
17,5	4-5	T.S.D.**
20	4-6,5	2,5
22,5	5-7,5	5

* T.S.S.: Tratamiento superficial simple.
** T.S.D.: Tratamiento superficial doble.

En la Tabla 5.45 se calcula el factor de fatiga, como se puede observar en ella a medida que las cargas decrecen los efectos de fatiga disminuyen, razón por la cual resulta innecesario incluir las cargas más bajas en los cálculos.

Para el diseño de espesores se procedería de la siguiente forma: en la Figura 5.50, con K = 3.4 kg/cm^3 y un factor de fatiga de 268.000, el espesor de suelo-cemento es de 19 5 cm. De la Tabla 5.45 se determina un espesor de carpeta asfáltica de 5 cm.

La Figura 5.51 con 5 cm de carpeta asfáltica, el espesor de suelo-cemento se puede reducir a 17.5 cm.

En definitiva la estructura del pavimento estaría compuesta por:

- Una base de suelo-cemento de 17.5 cm y
- Una carpeta asfáltica de 5 cm.

5.8.2 Pavimentos con capas de suelo - cal

Teniendo en cuenta que la estabilización con cal es especialmente eficiente en el tratamiento de suelos arcillosos es evidente que la utilización de la cal esté dirigida únicamente al mejoramiento de subrasantes y en algunos casos como corrector de plasticidad de los materiales granulares de subbase y base.

COM.EC 2587713

Tabla 5.51
Cargas durante el período de diseño

Cargas por eje (t)	Repeticiones durante el período de diseño (miles)
9,1 - 10,0	9,0
8,2 - 9,1	12,1
7,3 - 8,2	9,9
6,4 - 7,3	33,8
5,4 - 6,4	33,8
4,5 - 5,4	72,6
Ejes Tándem	
18,1 - 19,0	5,4
17,2 -	2,7
16,3 - 17,2	7,6
15,4 - 16,3	7,2
14,5 - 15,4	12,7
13,6 - 14,5	4,5
12,5 - 13,6	4,0
11,8 - 12,5	4,0
10,9 - 11,8	4,0
10,0 - 10,9	7,5
9,1 - 10,0	7,5
8,2 - 9,1	7,5

WWW.LITECSA.C

Tabla 5.52
Cálculo de factor de fatiga

(1) Cargas por eje (t)	(2) Miles de aplicaciones de carga en el período de diseño (de la Tabla 5.51)	(3) Coeficiente de consumo de fatiga (de la Tabla 5.49)	(4) Efectos de fatiga (2) × (3)
Ejes simples			
10,0	9,0	544	4.900
9,1	12,1	27	327
8,2	9,9	1	10
7,3	33,8	0,025	1
Ejes Tándem			
19,0	5,4	41.400	223.600
18,1	2,7	8.650	23.400
17,2	7,6	1.690	12.800
16,3	7,2	305	2.200
15,4	12,0	50,4	600
14,5	4,5	7,5	34
13,6	4,0	1,0	4
Total			267.876
Factor de fatiga			268.000

La rigidización de los suelos tratados con cal, obviamente, aumentan la resistencia, efecto que se aprovecha para el diseño de pavimento, por cuanto se obtienen espesores inferiores a los que se requerirían si en el diseño se utilizara la resistencia del suelo en su estado natural.

5.8.3 Estabilización de suelos con asfalto

Según el HRB (Highway Research Board), se da el nombre de estabilización de suelos con asfalto, a los métodos de construcción en los cuales se incorpora asfalto al suelo o al suelo-agregado para conformar bases o subbases y

COM.EC 2587713

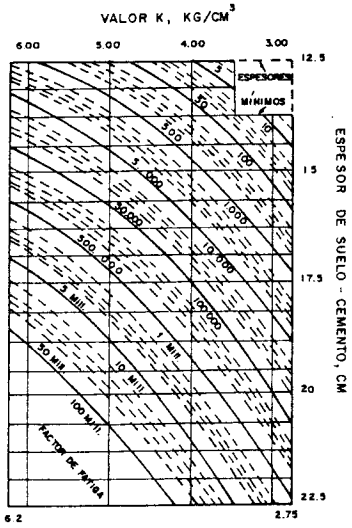


Figura 5.50 – Gráfico para diseño de espesor de suelo - cemento grueso granular.

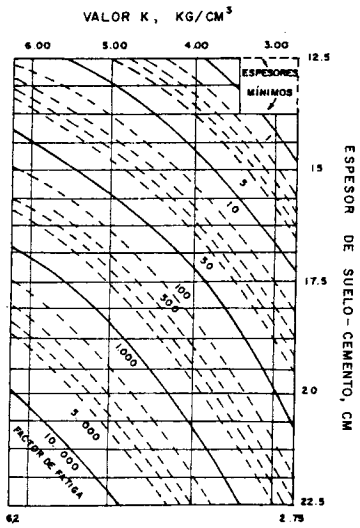


Figura 5.51 – Gráfico para diseño de espesor de suelo cemento fino granular.

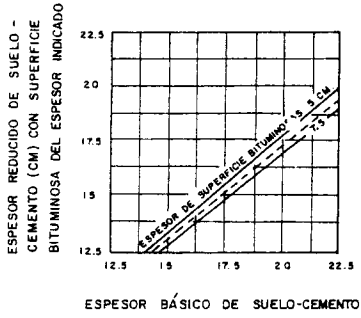


Figura 5.52 – Reducción del espesor de suelo-cemento por la colocación de un revestimiento bituminoso

WWW.LITECSA.C

ocasionalmente capas de rodadura que puedan resistir los esfuerzos producidos en las condiciones normales de humedad y tránsito. Para el diseño de pavimentos se considera que el método del Instituto del Asfalto o el método del TRL brinda la posibilidad de capas estabilizadas con asfalto o emulsión asfáltica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, Tomo 2, pavimentos flexibles.
2. MS - 1, The asphalt Institute, 1981, Thickness Design.
3. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO, 1976, Diseño Estructural de Pavimentos de Suelo Cemento, Nota Técnica No. 3.
4. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. Guía para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles en Colombia, 1970.
5. LEDERMAN S., Pablo. Método de diseño de la Shell. Memorias Diseño de Pavimentos. AICUN.
6. SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY LIMITED, London. Shell Pavement Design Manual, 1978.
7. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE, 1987. El método AASHTO (1986). Para el Diseño de Pavimentos Flexibles de Carreteras.
8. SÁNCHEZ SABOGAL, Fernando. Algunos comentarios sobre el Método de Diseño de Pavimentos Asfálticos incluidos en la Overseas Road Note 31 del TRL.

COM.EC 2587713

Capítulo 6

Diseño de espesores de pavimentos rígidos para calles y carreteras

6.1 Introducción

El hormigón se emplea hace más de un siglo, su primera aplicación tuvo lugar en algunas arterias urbanas de ciudades europeas, pasando después a los Estados Unidos donde en 1909 se construye la primera carretera con pavimento rígido para vehículos automóviles en Wayne County (Michigan). En este país se desarrolla rápidamente la tecnología, con estudios, ensayos de laboratorio y tramos de ensayo a escala natural. En Colombia solo hasta 1930 se construyen pavimentos de concreto que aún hoy día continúan prestando servicios.

En el presente capítulo se presentan los métodos de diseño propuestos por la Portland Cement Association en su última versión.

COM.EC 2587713

6.2 MÉTODO DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

El propósito de este método de diseño es el mismo del de otras estructuras de ingeniería, es decir, hallar los espesores mínimos de pavimento que se traduzcan en los menores costos anuales. Si se toma un espesor mayor que el necesario, el pavimento presentará buen comportamiento con bajos costos de mantenimiento, pero el costo inicial será muy elevado. Ahora, si por el contrario, el espesor elegido es muy bajo, se requerirá un mantenimiento importante e interrupciones de tránsito prematuras y costosas, que excederán la compensación por el menor costo inicial. Por tanto, un criterio sano de ingeniería, implica la elección de espesores de diseño que equilibren adecuadamente los costos iniciales y los de mantenimiento.

Tipos de pavimentos rígidos

El método de diseño de la PCA, es aplicable a los diversos tipos de pavimentos rígidos: de concreto simple, de concreto simple con varillas de transferencia de carga (pasadores), de concreto reforzado y con refuerzo continuo.

a) Los pavimentos de concreto simple se construyen sin acero de refuerzo o varillas de transferencia de carga en las juntas. Dicha transferencia se logra a través de la trabazón entre los agregados de las caras agrietadas de las losas contiguas, formadas por el aserrado o ranurado de la junta. Para que la transferencia de carga sea efectiva, es preciso disponer espaciamientos de corta longitud entre las juntas.

b) Los pavimentos de concreto simple con varillas de transferencia de carga (pasadores), se construyen sin acero de refuerzo; sin embargo, en ellos se disponen varillas lisas en cada junta de construcción, las cuales actúan como dispositivos de transferencia de carga, requiriéndose también que la separación entre juntas sea corta para controlar el agrietamiento.

c) Los pavimentos reforzados contienen acero de refuerzo y pasadores en las juntas de construcción. Estos pavimentos se construyen con separaciones entre juntas superiores a las utilizadas en pavimentos convencionales. Debido a ello es posible que entre las juntas se produzcan una o más fisuras transversales, las cuales se mantienen prácticamente cerradas a causa del acero de refuerzo, lográndose una excelente transferencia de carga a través de ellas.

WWW.LITECSA.C

d) Los pavimentos de refuerzo continuo, se construyen sin juntas de construcción. Debido a su relativamente pesado y continuo refuerzo en dirección longitudinal, estos pavimentos desarrollan fisuras transversales a intervalos muy cortos. Sin embargo, por la presencia del refuerzo, se desarrolla un alto grado de transferencia de carga en las caras de las fisuras.

Consideraciones básicas: Los procedimientos de diseño que brinda la PCA, tienen en cuenta algunas condiciones que antes no se habían cubierto por algún método, incluyen el reconocimiento de:

- El grado de transferencia de carga proporcionado en las juntas transversales, por los diferentes tipos de pavimentos descritos.
- El efecto de usar bermas de concreto, adyacentes al pavimento, las cuales reducen los esfuerzos de flexión y las deflexiones producidas por las cargas de los vehículos.
- El efecto de usar una subbase de concreto pobre, la cual reduce los esfuerzos y las deflexiones, proporciona un soporte considerable cuando las camiones pasan sobre las juntas y además proporciona resistencia a la erosión que se produce en la subbase a causa de las deflexiones repetidas del pavimento.
- Dos criterios de diseño:
  a) Fatiga, para proteger al pavimento contra la acción de los esfuerzos producidos por la acción repetida de las cargas
  b) Erosión, para limitar los efectos de la deflexión del pavimento en los bordes de las losas, juntas y esquinas, y controlar así la erosión de la fundación y de los materiales de las bermas. Este criterio de erosión es necesario, puesto que algunas formas de falla del pavimento, tales como el bombeo, el desnivel entre losas y el deterioro de las bermas, son independientes de la fatiga.
- Los ejes triples pueden ser considerados en el diseño. A pesar de que los ejes sencillos y los tándem constituyen aún las cargas predominantes en las carreteras, el uso de los ejes triples (tridem), se ha venido incrementando. Los ejes tridem pueden ser más dañinos, desde el punto de vista de la erosión, que desde el punto de vista de la fatiga.

La elección de un espesor adecuado de diseño por este método depende, consecuentemente, de la elección de factores adicionales a los tradicionalmente utilizados, como el sistema de juntas y el tipo de bermas.

COM.EC 2587713

Factores de diseño

Luego de elegir el tipo de pavimento por construir, el tipo de subbase y el tipo de berma, el diseño se realiza a partir de los cuatro factores siguientes:

- Resistencia a la flexión del concreto (Módulo de rotura, MR).
- Resistencia de la subrasante o del conjunto subrasante subbase (K).
- Los tipos, frecuencias y magnitudes de las cargas por eje esperadas.
- El período de diseño, que usualmente se toma como 20 años, pudiendo ser mayor o menor.

Resistencia del concreto a la flexión: Esta resistencia se considera en el procedimiento de diseño por el criterio de fatiga, el cual controla el agrietamiento del pavimento bajo la acción repetida de las cargas de los vehículos pesados.

Las deformaciones que sufre un pavimento de concreto bajo las cargas del tránsito producen tanto esfuerzos de compresión como de tensión. Sin embargo, la relación entre los primeros y la resistencia a la compresión del concreto es demasiado baja, como para afectar el diseño del espesor de la losa. La relación entre los segundos y la resistencia a la flexión es mucho mayor, llegando frecuentemente a valores mayores de 0.5. Como resultado de ello los esfuerzos y la resistencia a la flexión, son los factores que se deberán considerar en el diseño del pavimento.

El presente método utiliza la resistencia a la flexión, medida por ensayos de módulo de rotura sobre vigas de 15 x 15 x 75 cm, cargándolas en los tercios de la luz, para un período de curado de 28 días.

Soporte de la subrasante y la subbase: La resistencia de la subrasante se mide en términos del módulo de reacción (K), determinado por pruebas de placa directa. Teniendo en cuenta que estas pruebas son complejas y costosas, el valor K se estima generalmente por correlación con pruebas más sencillas como el CBR o el ensayo del estabilómetro de Hveem. Este procedimiento es válido puesto que no es necesario, el conocimiento del valor exacto del módulo K, ya que variaciones no muy grandes de él, prácticamente no afectan los espesores necesarios de pavimento.

Las relaciones que muestra la Figura 6.1, se consideran satisfactorias para efectos de diseño por el método.

El uso de una capa de subbase no resulta económico si lo único que se pretende es incrementar el valor de K. Cuando se requiere la colocación de dicha capa, principalmente para prevenir el fenómeno del bombeo, se obtie-

WWW.LITECSA.C

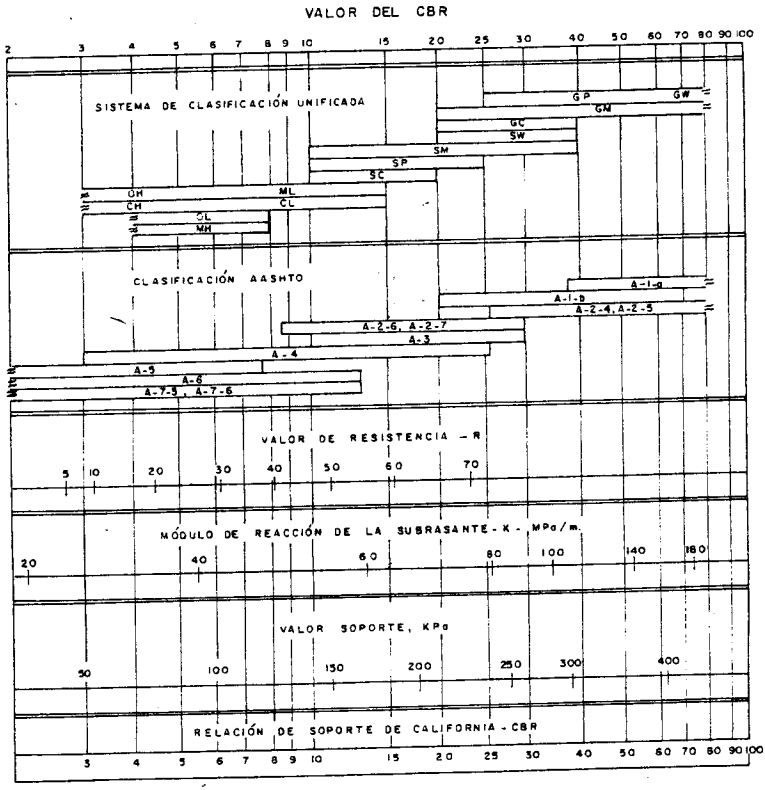


Figura 6.1 – Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y clasificación del suelo

ne, un aumento en el valor de K el cual debe aprovecharse en el diseño estructural. La Tabla 6.1, muestra el incremento que es de esperar en el módulo si se coloca una subbase granular y la Tabla 6.2 el que se logra con una subbase tratada con cemento.

Período de diseño: dado que es difícil predecir el tránsito con suficiente aproximación para un término demasiado largo, comúnmente se toma un lapso de 20 años como período para el diseño de un pavimento rígido de calle o carretera, sin olvidar que en determinados casos puede resultar económicamente justificado el empleo de períodos menores o mayores.

COM.EC 2587713

Tabla 6.1
Efecto de la subbase granular sobre los valores de K

Valor de K para sub-rasante		Valor de K para subbase por combinada							
		100 m.m.		150 m.m.		225 m.m.		300 m.m.	
Mpa/m	lb/pulg.^{3}	Mpa/m	lb/pulg.^{3}	Mpa/m	lb/pulg.^{3}	Mpa/m	lb/pulg.^{3}	Mpa/m	lb/pulg.^{3}
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tabla 6.2
Valores de diseño para subbase tratada con cemento

Valor de K para sub-rasante		Valor de K para sub-base							
		100 m.m.		150 m.m.		200 m.m.		250 m.m.	
M Pa/m	lb/pulg^3	M Pa/m	lb/pulg^3	M Pa/m	lb/pulg^3	M Pa/m	lb/pulg^3	M Pa/m	lb/pulg^3
20	73	60	220	80	300	105	400	135	500
40	147	100	370	130	500	185	680	230	850
60	220	140	520	190	700	245	900	—	—

Deberá tenerse en cuenta que el período de diseño que se elija afecta el diseño de espesores, puesto que determina cuantos años y consecuentemente, cuántos vehículos comerciales podrán circular sobre el pavimento, en ese tiempo.

El tránsito

Factores de tránsito: los principales factores de tránsito que inciden en el diseño de un pavimento rígido, son el número y la magnitud de las cargas por eje más pesadas, que se esperan durante el período de diseño. Estos valores se obtienen a partir de estimativos de:

- TPD (Tránsito promedio diario en ambas direcciones).
- TPDVC (Tránsito promedio diario en vehículos comerciales en ambas direcciones).

WWW.LITECSA.C

- Cargas por eje de los vehículos comerciales.

La información sobre el TPD son suministrados, para la red nacional, por la oficina del Instituto Nacional de vías.

Proyección del tránsito

Un método para obtener el dato necesario de tránsito para el diseño, consiste en el empleo de tasas de crecimiento anual y factores de proyección. La Tabla 6.3, muestra las relaciones entre las tasas anuales de crecimiento y los factores de proyección para períodos de 20 y 40 años, de acuerdo con las recomendaciones de la PCA. En un caso de diseño, el factor de proyección se multiplica por el TPD presente para obtener el TPD de diseño, representativo del valor promedio para el período de diseño.

Los factores que se relacionan a continuación influyen sobre las tasas de crecimiento del tránsito:

- Tránsito atraído

Tabla 6.3
Tasas anuales de crecimiento de tránsito (r) y sus correspondientes factores de proyección*

Tasa de crecimiento anual de tránsito %	Factores de Proyección	
	20 años	40 años
1	1.1	1.2
1½	1.2	1.3
2	1.2	1.5
2½	1.3	1.6
3	1.3	1.8
3½	1.4	2.0
4	1.5	2.2
4½	1.6	2.4
5	1.6	2.7
5½	1.7	2.9
6	1.8	3.2

* Los factores representan valores para la mitad del período de diseño y son ampliamente usados en la práctica corriente.

COM.EC 2587713

- Crecimiento normal del tránsito.
- Tránsito generado.
- Tránsito desarrollado.

Tránsito promedio diario de vehículos comerciales: para propósitos de diseño, debe calcularse el número total esperado de vehículos comerciales (buses y camiones) durante el período de diseño. Este valor se obtiene multiplicando el TPD de diseño por el porcentaje de vehículos comerciales y dividiendo por 100 y luego multiplicando por el número de días del período de diseño (365 x período de diseño en años).

Para vías de 4 o más carriles, el porcentaje de vehículos comerciales debe ajustarse mediante el empleo de la Figura 6.2.

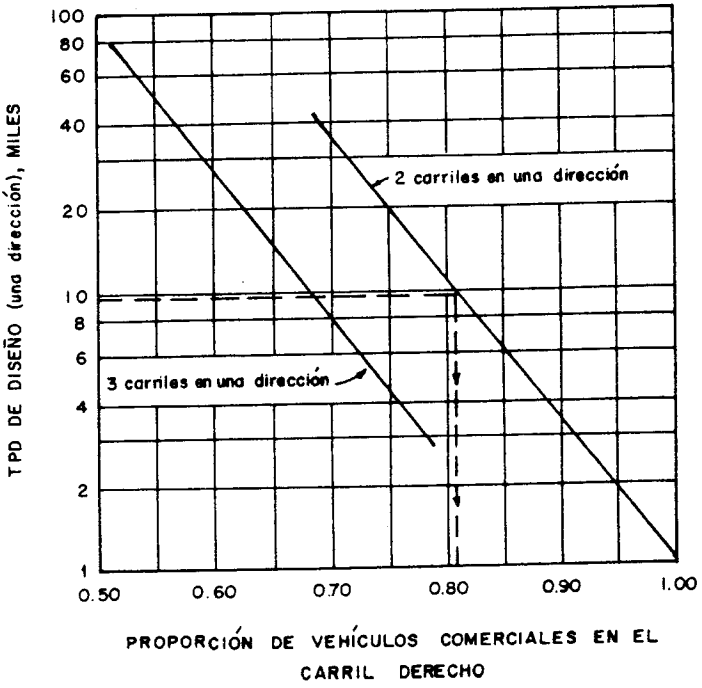


Figura 6.2 – Porcentaje de vehículos comerciales en el carril derecho de una carretera de carriles múltiples (con separador central).

WWW.LITECSA.C

Distribución direccional de los vehículos comerciales: en la mayoría de los casos de diseño, se asume que las cargas y volúmenes de tránsito se repartan por igual en cada dirección. En determinados casos, esto puede andar lejos de la realidad, en especial cuando la mayor parte de los camiones viajan a carga plena en una dirección y retornan vacíos en la otra. En tales casos, es preciso efectuar algún ajuste.

Factores de seguridad de carga: el método de diseño exige que las cargas reales esperadas se multipliquen por unos factores de seguridad de carga (F.S.C.), recomendándose los siguientes:

Para tránsito pesado, F.S.C.=1.2.

Para tránsito medio, F.S.C.=1.1.

Para tránsito bajo, F.S.C.=1.0.

6.2.1 Procedimiento de diseño para el caso en que se disponga de datos sobre distribución de cargas por eje

Los datos de entrada necesarios para elaborar el diseño son:

- Tipo de juntas y bermas.
- Resistencia a la flexión del concreto a 28 días (MR).
- Valor K de la subrasante o del conjunto subrasante - subbase.
- Factor de seguridad de carga (F.S.C.).
- Distribución de carga por eje.
- Número esperado de repeticiones de las diversas cargas por eje en el carril de diseño y durante el período de diseño.

En la Tabla 6.4 se muestra el formato utilizado para la ejecución del diseño, en él se presenta los dos tipos de análisis requeridos:

a) El de fatiga (para controlar el agrietamiento por fatiga) y

b) El de erosión (para controlar la erosión de la fundación y las bermas, el bombeo y el desnivel entre losas).

El procedimiento a seguir en el diseño es:

- Se establecen los datos básicos de entrada y se colocan en la parte superior de la hoja de trabajo.
- Deberá disponerse de los datos de tránsito, con los cuales se llenarán las columnas 1 y 3.

COM.EC 2587713

Tabla 6.4
Cálculo del espesor del pavimento

Obra: Diseño vía rural de 4 carriles, subbase granular 100 m.m.

Espesor de tanteo: 240 m.m. — Juntas con pasadores si ____ no ____

K combinado: 35 Mpa/a — Berma de concreto si ____ no ____

Módulo de rotura, MR: 4.5 MPa — Período de diseño: 20 años

Factor de seguridad de la carga, FSC. 1.2

Carga por eje KN	Multiplicado por FSC	Repeticiones esperadas	Análisis de fatiga		Análisis de erosión	
			Repeticiones admisibles	Porcentaje de fatiga (%)	Repeticiones admisibles	Porcentaje de daño (%)
1	2	3	4	5	6	7
8. Esfuerzo equivalente 1.44 — 10. Factor de erosión 2.61						
9. Factor de relación de esfuerzos 0.32						
Ejes sencillos						
133	160	6310	21000	30.0	1400000	0.5
125	150	14690	55000	26.7	2000000	0.7
115	138	30140	180000	16.7	3000000	1.0
107	128	64410	800000	8.1	5100000	1.3
98	118	106900	Ilimitado	0	9200000	1.2
89	107	235800			20000000	1.2
80	96	307200			42000000	0.7
		422500				
		586900				
		1837000				
11. Esfuerzo equivalente 1.35 — 13. Factor de erosión 2.80						
12. Factor de relación de esfuerzos 0.30						
Ejes Tándem						
231	277	21320	500000	4.3	910000	0.2
213	256	42870	350000	1.2	1500000	2.8
195	234	124900	Ilimitado	0	2400000	5.2
178	214	372900			4000000	9.3
160	192	885800			7600000	11.6
142	160	930700			35000000	2.6
125	142	1656000			Ilimitado	0
		984900				
		1227000				
		1356000				
			Total	8.7	Total	38.3

WWW.LITECSA.C

- Las cargas por eje deberán multiplicarse por el factor de seguridad de carga elegida, para llenar la columna 2.
- Se efectúan los análisis de fatiga y erosión.

Análisis de fatiga: las tablas y gráficos empleados son las mismas, tanto para pavimentos de concreto simple, con pasadores, o sin ellos, como para pavimentos con refuerzo continuo. La única diferencia la establece el tipo de berma que tenga el pavimento:

- Sin berma de concreto, usar la Tabla 6.5 y la Figura 6.3.
- Con berma de concreto, usar la Tabla 6.6 y la Figura 6.3.

Los pasos a seguir son los siguientes:

a) En la tabla correspondiente, hallar los esfuerzos equivalentes en función del espesor de losa supuesto y del valor K. Colocar dichos valores frente a los numerales 8 y 11 del formato de trabajo.

b) Dividir estos valores por el módulo de rotura del concreto y colocar los valores frente a los numerales 9 y 12 (factores de relación de esfuerzos).

c) Con la magnitud de las cargas (columna 2) y los factores de relación de esfuerzos, determinar en la Figura 6.3 el número admisible de repeticiones de carga y colocarlo en la columna 4.

d) Calcular los valores con que se llena la columna 5, dividiendo cada valor de la columna 3, por el correspondiente de la columna 4 y multiplicando por 100. La suma de todos ellos es el consumo total de fatiga.

Análisis de erosión: en el caso de que el pavimento no tenga bermas de concreto:

- Usar la Tabla 6.7 y la Figura 6.4 para pavimentos con pasadores en las juntas o con refuerzo contínuo.
- Usar la Tabla 6.8 y la Figura 6.4 para pavimentos con juntas del tipo de trabazón de agregados.

Si el pavimento va a tener bermas en concreto:

- Usar la Tabla 6.9 y la Figura 6.5, si el pavimento tiene pasadores o es de tipo reforzado.
- Usar la Tabla 6.10 y la Figura 6.5, si las juntas son del tipo trabazón de agregados.

COM.EC 2587713

Tabla 6.5
Esfuerzo equivalente-sin berma de concreto (eje simple/eje tándem)

Espesor de losas (m.m.)	K combinado (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5.42/4.39	4.75/3.83	4.38/3.59	4.13/3.44	3.66/3.22	3.45/3.15
110	4.74/3.88	4.16/3.35	3.85/3.12	3.63/2.97	3.23/2.76	3.06/2.68
120	4.19/3.47	3.69/2.98	3.41/2.75	3.23/2.62	2.88/2.40	2.73/2.33
130	3.75/3.14	3.30/2.68	3.06/2.46	2.89/2.33	2.59/2.13	2.46/2.05
140	3.37/2.87	2.97/2.43	2.76/2.23	2.61/2.10	2.34/1.90	2.23/1.83
150	3.06/2.64	2.70/2.23	2.51/2.04	2.37/1.92	2.13/1.72	2.03/1.65
160	2.79/2.45	2.47/2.06	2.29/1.87	2.17/1.76	1.95/1.57	1.86/1.50
170	2.56/2.28	2.26/1.91	2.10/1.74	1.99/1.63	1.80/1.45	1.71/1.38
180	2.37/2.14	2.09/1.79	1.94/1.62	1.84/1.51	1.66/1.34	1.58/1.27
190	2.19/2.01	1.94/1.67	1.80/1.51	1.71/1.41	1.54/1.25	1.47/1.18
200	2.04/1.90	1.80/1.58	1.67/1.42	1.59/1.33	1.43/1.17	1.37/1.11
210	1.91/1.79	1.68/1.49	1.56/1.34	1.48/1.25	1.34/1.10	1.28/1.04
220	1.79/1.70	1.57/1.41	1.46/1.27	1.39/1.18	1.26/1.03	1.20/0.98
230	1.68/1.62	1.48/1.34	1.38/1.21	1.31/1.12	1.18/0.98	1.13/0.92
240	1.58/1.55	1.39/1.28	1.30/1.15	1.23/1.06	1.11/0.93	1.06/0.87
250	1.49/1.48	1.32/1.22	1.22/1.09	1.16/1.01	1.05/0.88	1.00/0.83
260	1.41/1.41	1.25/1.17	1.16/1.05	1.10/0.97	0.99/0.84	0.95/0.79
270	1.34/1.36	1.18/1.12	1.10/1.00	1.04/0.93	0.94/0.80	0.90/0.75
280	1.28/1.30	1.12/1.07	1.04/0.96	0.99/0.89	0.89/0.77	0.86/0.72
290	1.22/1.25	1.07/1.03	0.99/0.92	0.94/0.85	0.85/0.74	0.81/0.69
300	1.16/1.21	1.02/0.99	0.95/0.89	0.90/0.82	0.81/0.71	0.78/0.66
310	1.11/1.16	0.97/0.96	0.90/0.86	0.86/0.79	0.77/0.68	0.74/0.64
320	1.06/1.12	0.93/0.92	0.86/0.83	0.82/0.76	0.74/0.66	0.71/0.62
330	1.02/1.09	0.89/0.89	0.83/0.80	0.78/0.74	0.71/0.63	0.68/0.59
340	0.98/1.05	0.85/0.86	0.79/0.77	0.75/0.71	0.68/0.61	0.65/0.57
350	0.94/1.02	0.82/0.84	0.76/0.75	0.72/0.69	0.65/0.59	0.62/0.55

WWW.LITECSA.C

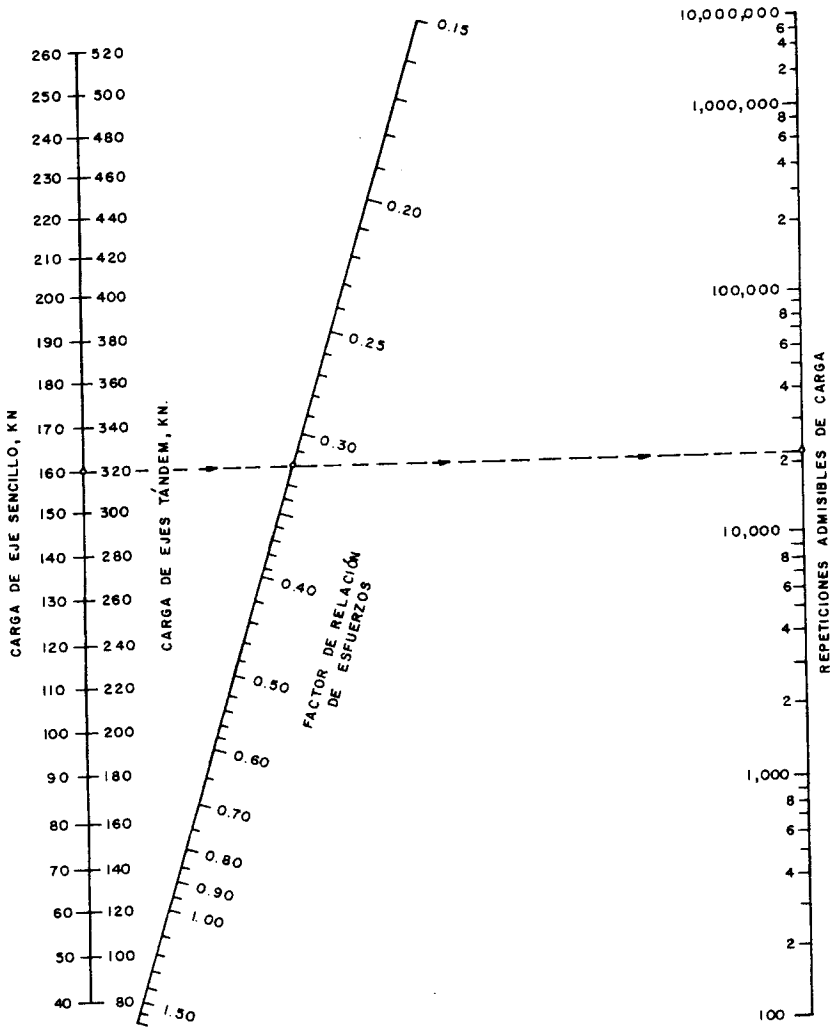


Figura 6.3 – Análisis de fatiga–Repetición de carga admisible con base en el factor de relación de esfuerzos (con y sin bermas de concreto).

COM.EC 2587713

Tabla 6.6
Esfuerzo equivalente – berma de concreto (eje simple/eje tándem)

Espesor de losas (m.m.)	K combinado (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	4.18/3.48	3.65/3.10	3.37/2.94	3.19/2.85	2.85/2.74	2.72/2.72
110	3.68/3.07	3.23/2.71	2.99/2.56	2.83/2.47	2.55/2.35	2.43/2.32
120	3.28/2.75	2.88/2.41	2.67/2.26	2.54/2.17	2.29/2.05	2.19/2.02
130	2.95/2.49	2.60/2.17	2.41/2.02	2.29/1.94	2.07/1.82	1.99/1.78
140	2.68/2.27	2.36/1.97	2.19/1.83	2.08/1.75	1.89/1.63	1.81/1.59
150	2.44/2.08	2.15/1.80	2.00/1.67	1.90/1.59	1.73/1.48	1.66/1.44
160	2.24/1.93	1.97/1.66	1.84/1.53	1.75/1.46	1.59/1.35	1.53/1.31
170	2.06/1.79	1.82/1.54	1.70/1.42	1.62/1.35	1.48/1.24	1.42/1.20
180	1.91/1.67	1.69/1.43	1.57/1.32	1.50/1.25	1.37/1.15	1.32/1.11
190	1.77/1.57	1.57/1.34	1.46/1.23	1.40/1.17	1.28/1.07	1.23/1.03
200	1.65/1.48	1.46/1.26	1.37/1.16	1.30/1.10	1.19/1.00	1.15/0.96
210	1.55/1.40	1.37/1.19	1.28/1.09	1.22/1.03	1.12/0.93	1.08/0.90
220	1.45/1.32	1.29/1.12	1.20/1.03	1.15/0.97	1.05/0.88	1.01/0.85
230	1.37/1.26	1.21/1.07	1.13/0.98	1.08/0.92	0.99/0.83	0.96/0.80
240	1.29/1.20	1.15/1.01	1.07/0.93	1.02/0.87	0.94/0.79	0.90/0.76
250	1.22/1.14	1.08/0.97	1.01/0.88	0.97/0.83	0.89/0.75	0.86/0.72
260	1.16/1.09	1.03/0.92	0.96/0.84	0.92/0.79	0.84/0.71	0.81/0.68
270	1.10/1.04	0.98/0.88	0.91/0.81	0.87/0.76	0.80/0.68	0.77/0.65
280	1.05/1.00	0.93/0.85	0.87/0.77	0.83/0.73	0.76/0.65	0.74/0.62
290	1.00/0.96	0.89/0.81	0.83/0.74	0.79/0.70	0.73/0.62	0.70/0.60
300	0.95/0.93	0.85/0.78	0.79/0.71	0.76/0.67	0.70/0.60	0.67/0.57
310	0.91/0.89	0.81/0.75	0.76/0.69	0.72/0.64	0.67/0.58	0.64/0.55
320	0.87/0.86	0.78/0.73	0.73/0.66	0.69/0.62	0.64/0.55	0.62/0.53
330	0.84/0.83	0.74/0.70	0.70/0.64	0.67/0.60	0.61/0.53	0.59/0.51
340	0.80/0.80	0.71/0.68	0.67/0.62	0.64/0.58	0.59/0.52	0.57/0.49
350	0.77/0.78	0.69/0.66	0.64/0.60	0.61/0.56	0.57/0.50	0.55/0.47

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.7
Factores de erosión -Juntas con pasadores-
Sin bermas en concreto (eje simple/eje tándem).

Espesor de losa (mm)	K Combinado (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.76/3.83	3.75/3.79	3.74/3.77	3.74/3.76	3.72/3.72	3.70/3.70
110	3.63/3.71	3.62/3.67	3.61/3.65	3.61/3.63	3.59/3.60	3.58/3.58
120	3.52/3.61	3.50/3.56	3.49/3.54	3.49/3.52	3.47/3.49	3.46/3.47
130	3.41/3.52	3.39/3.47	3.39/3.44	3.38/3.43	3.37/3.39	3.35/3.37
140	3.31/3.43	3.30/3.38	3.29/3.35	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
150	3.22/3.36	3.21/3.30	3.20/3.27	3.19/3.25	3.17/3.21	3.16/3.19
160	3.14/3.28	3.12/3.22	3.11/3.19	3.10/3.17	3.09/3.13	3.08/3.12
170	3.06/3.22	3.04/3.15	3.03/3.12	3.02/3.10	3.01/3.06	3.00/3.04
180	2.99/3.16	2.97/3.09	2.96/3.06	2.95/3.03	2.93/2.99	2.92/2.97
190	2.92/3.10	2.90/3.03	2.88/2.99	2.88/2.97	2.86/2.93	2.85/2.91
200	2.85/3.05	2.83/2.97	2.82/2.94	2.81/2.91	2.79/2.87	2.78/2.85
210	2.79/2.99	2.77/2.92	2.75/2.88	2.75/2.86	2.73/2.81	2.72/2.79
220	2.73/2.95	2.71/2.87	2.69/2.83	2.69/2.80	2.67/2.76	2.66/2.73
230	2.67/2.90	2.65/2.82	2.64/2.78	2.63/2.75	2.61/2.70	2.60/2.68
240	2.62/2.86	2.60/2.78	2.58/2.73	2.57/2.71	2.55/2.66	2.54/2.63
250	2.57/2.82	2.54/2.73	2.53/2.69	2.52/2.66	2.50/2.61	2.49/2.59
260	2.52/2.78	2.49/2.69	2.48/2.65	2.47/2.62	2.45/2.56	2.44/2.54
270	2.47/2.74	2.44/2.65	2.43/2.61	2.42/2.58	2.40/2.52	2.39/2.50
280	2.42/2.71	2.40/2.62	2.38/2.57	2.37/2.54	2.35/2.48	2.34/2.46
290	2.38/2.67	2.35/2.58	2.34/2.53	2.33/2.50	2.31/2.44	2.30/2.42
300	2.34/2.64	2.31/2.55	2.30/2.50	2.29/2.46	2.26/2.41	2.26/2.38
310	2.29/2.61	2.27/2.51	2.25/2.46	2.24/2.43	2.22/2.37	2.21/2.34
320	2.25/2.58	2.23/2.48	2.21/2.43	2.20/2.40	2.18/2.33	2.17/2.31
330	2.21/2.55	2.19/2.45	2.17/2.40	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.28
340	2.18/2.52	2.15/2.42	2.14/2.37	2.12/2.33	2.10/2.27	2.09/2.24
350	2.14/2.49	2.11/2.39	2.10/2.34	2.09/2.30	2.07/2.24	2.06/2.21

COM.EC 2587713

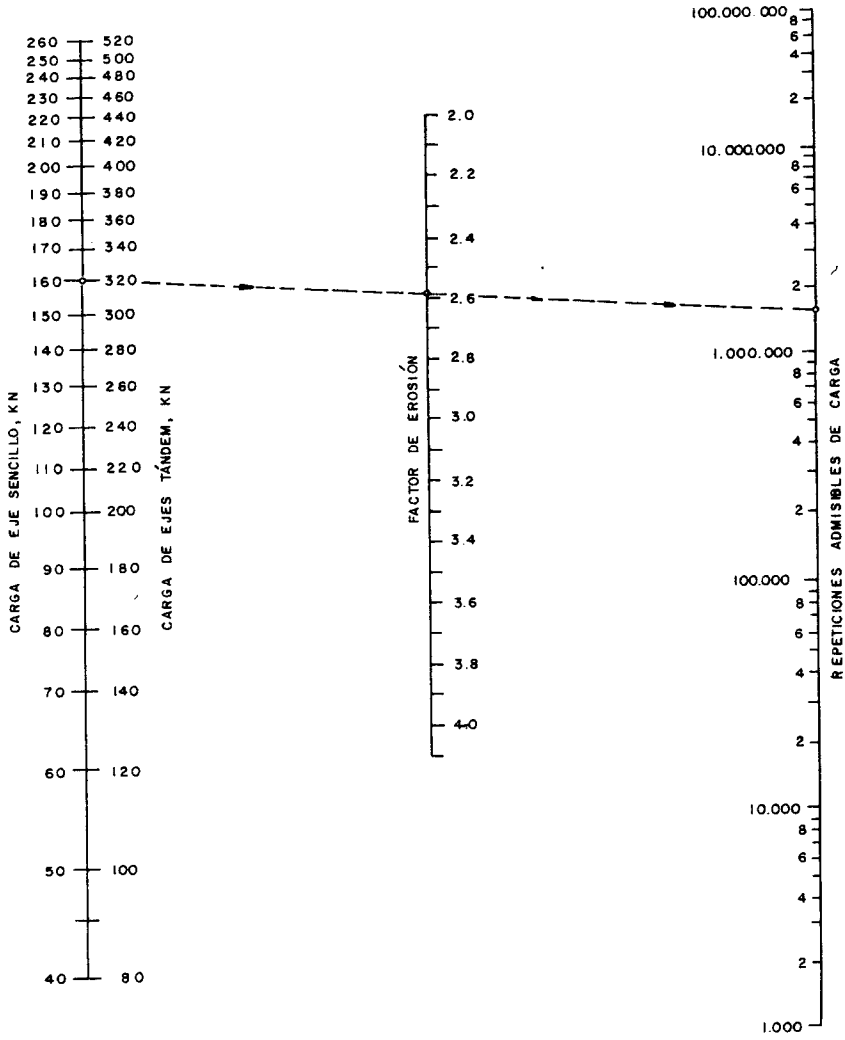


Figura 6.4 – Repetición de carga admisible con base en el factor de erosión (sin berma de concreto).

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.8
Factores de erosión
Trabazón de agregados, sin bermas de concreto (eje simple/eje tándem)

Espesor de losa (mm)	K Combinado (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.94/4.00	3.92/3.93	3.90/3.90	3.88/3.88	3.84/3.84	3.80/3.82
110	3.82/3.90	3.79/3.82	3.78/3.79	3.76/3.76	3.72/3.72	3.69/3.70
120	3.71/3.81	3.68/3.73	3.67/3.69	3.65/3.66	3.62/3.62	3.59/3.59
130	3.61/3.73	3.58/3.65	3.56/3.60	3.55/3.57	3.52/3.52	3.50/3.49
140	3.52/3.66	3.49/3.57	3.47/3.52	3.46/3.49	3.43/3.43	3.41/3.41
150	3.43/3.59	3.40/3.50	3.38/3.45	3.37/3.42	3.34/3.36	3.32/3.33
160	3.35/3.53	3.32/3.43	3.30/3.38	3.29/3.35	3.26/3.28	3.24/3.26
170	3.28/3.48	3.24/3.37	3.22/3.32	3.21/3.28	3.18/3.22	3.17/3.19
180	3.21/3.42	3.17/3.32	3.15/3.26	3.14/3.23	3.11/3.16	3.10/3.13
190	3.15/3.37	3.11/3.27	3.08/3.21	3.07/3.17	3.04/3.10	3.03/3.07
200	3.09/3.33	3.04/3.22	3.02/3.16	3.01/3.12	2.98/3.05	2.96/3.01
210	3.04/3.28	2.99/3.17	2.96/3.11	2.95/3.07	2.92/3.00	2.90/2.96
220	2.98/3.24	2.93/3.13	2.90/3.07	2.89/3.03	2.86/2.95	2.85/2.92
230	2.93/3.20	2.88/3.09	2.85/3.03	2.83/2.98	2.80/2.91	2.79/2.87
240	2.89/3.16	2.83/3.05	2.80/2.99	2.78/2.94	2.75/2.86	2.74/2.83
250	2.84/3.13	2.78/3.01	2.75/2.95	2.73/2.91	2.70/2.82	2.69/2.79
260	2.80/3.09	2.73/2.98	2.70/2.91	2.69/2.87	2.65/2.79	2.64/2.75
270	2.76/3.06	2.69/2.94	2.66/2.88	2.64/2.83	2.61/2.75	2.59/2.71
280	2.72/3.03	2.65/2.91	2.62/2.84	2.60/2.80	2.56/2.71	2.55/2.68
290	2.68/3.00	2.61/2.88	2.58/2.81	2.56/2.77	2.52/2.68	2.50/2.64
300	2.65/2.97	2.57/2.85	2.54/2.78	2.52/2.74	2.48/2.65	2.46/2.61
310	2.61/2.94	2.54/2.82	2.50/2.75	2.48/2.71	2.44/2.62	2.42/2.58
320	2.58/2.91	2.50/2.79	2.47/2.72	2.44/2.68	2.40/2.59	2.38/2.55
330	2.55/2.89	2.47/2.77	2.43/2.70	2.41/2.65	2.36/2.56	2.35/2.52
340	2.52/2.86	2.44/2.74	2.40/2.67	2.37/2.62	2.33/2.53	2.31/2.49
350	2.49/2.84	2.41/2.71	2.37/2.65	2.34/2.60	2.29/2.51	2.28/2.47

COM.EC 2587713

Tabla 6.9
Factores de erosión –Juntas con pasadores–
Bermas de concreto (eje simple/eje tándem)

Espesor de losa (mm)	K Combinado (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.27/3.25	3.24/3.17	3.22/3.14	3.21/3.12	3.17/3.11	3.15/3.11
110	3.16/3.16	3.12/3.07	3.10/3.03	3.09/3.00	3.05/2.98	3.03/2.97
120	3.05/3.08	3.01/2.98	2.99/2.93	2.98/2.90	2.94/2.86	2.92/2.84
130	2.96/3.01	2.92/2.90	2.89/2.85	2.88/2.81	2.84/2.76	2.82/2.74
140	2.87/2.94	2.82/2.83	2.80/2.77	2.78/2.74	2.75/2.67	2.73/2.65
150	2.79/2.88	2.74/2.77	2.72/2.71	2.70/2.67	2.67/2.60	2.65/2.57
160	2.71/2.82	2.66/2.71	2.64/2.65	2.62/2.60	2.59/2.53	2.57/2.50
170	2.64/2.77	2.59/2.65	2.57/2.59	2.55/2.55	2.51/2.46	2.49/2.43
180	2.57/2.72	2.52/2.60	2.50/2.54	2.48/2.49	2.44/2.41	2.42/2.37
190	2.51/2.67	2.46/2.56	2.43/2.49	2.41/2.44	2.38/2.35	2.36/2.32
200	2.45/2.63	2.40/2.51	2.37/2.44	2.35/2.40	2.31/2.31	2.30/2.27
210	2.39/2.58	2.34/2.47	2.31/2.40	2.29/2.35	2.26/2.26	2.24/2.22
220	2.34/2.54	2.29/2.43	2.26/2.36	2.24/2.31	2.20/2.22	2.18/2.18
230	2.29/2.50	2.23/2.39	2.21/2.32	2.19/2.27	2.15/2.18	2.13/2.13
240	2.24/2.46	2.18/2.35	2.16/2.28	2.13/2.23	2.10/2.14	2.08/2.10
250	2.19/2.43	2.14/2.31	2.11/2.24	2.09/2.20	2.05/2.10	2.03/2.06
260	2.15/2.39	2.09/2.28	2.06/2.21	2.04/2.16	2.00/2.07	1.98/2.02
270	2.10/2.36	2.05/2.24	2.02/2.18	2.00/2.13	1.96/2.03	1.94/1.99
280	2.06/2.32	2.01/2.21	1.98/2.14	1.95/2.10	1.91/2.00	1.89/1.96
290	2.02/2.29	1.97/2.18	1.93/2.11	1.91/2.06	1.87/1.97	1.85/1.93
300	1.98/2.26	1.93/2.15	1.90/2.08	1.87/2.03	1.83/1.94	1.81/1.90
310	1.95/2.23	1.89/2.12	1.86/2.05	1.84/2.01	1.79/1.91	1.77/1.87
320	1.91/2.20	1.85/2.09	1.82/2.03	1.80/1.98	1.76/1.88	1.74/1.84
330	1.87/2.17	1.82/2.06	1.78/2.00	1.76/1.95	1.72/1.86	1.70/1.81
340	1.84/2.15	1.78/2.04	1.75/1.97	1.73/1.92	1.69/1.83	1.67/1.79
350	1.81/2.12	1.75/2.01	1.72/1.95	1.69/1.90	1.65/1.80	1.63/1.76

WWW.LITECSA.C

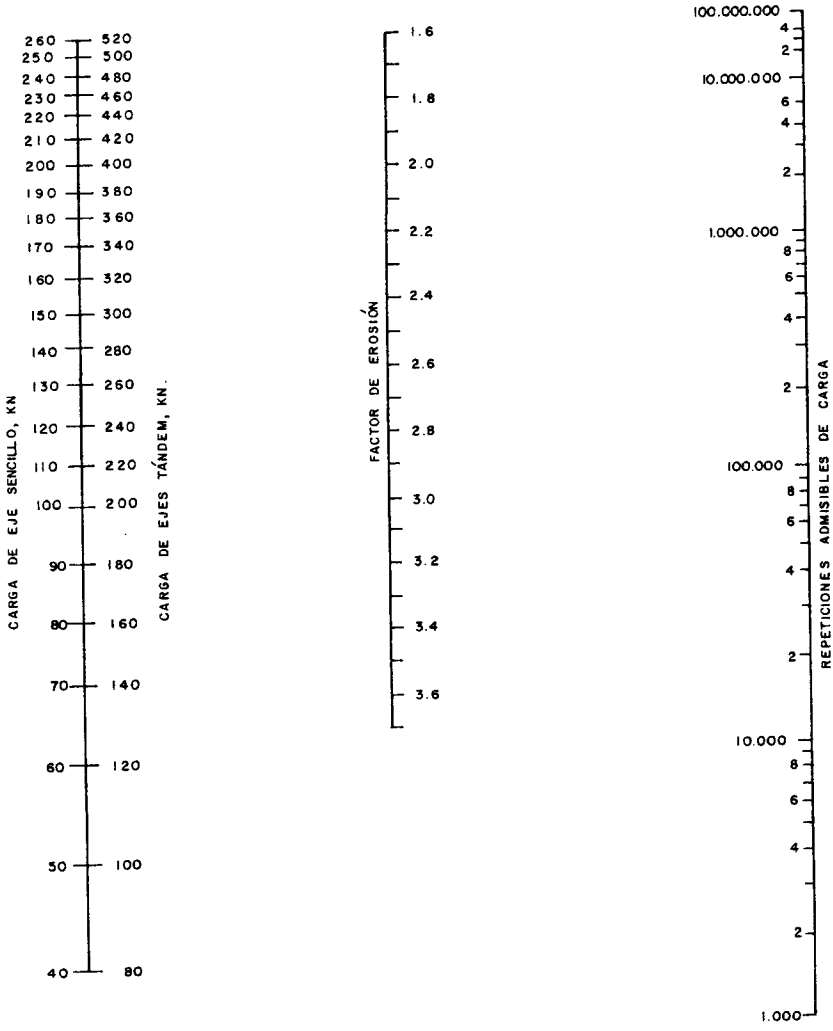


Figura 6.5 – Repetición de carga admisible con base en el factor de erosión (con berma de concreto).

COM.EC 2587713

Tabla 6.10
Factores de erosión –Trabazón de agregados, berma de concreto (eje simple/eje tándem)

Espesor de losa (mm)	K Combinado (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.45/3.45	3.41/3.36	3.39/3.33	3.38/3.31	3.34/3.28	3.31/3.27
110	3.34/3.36	3.30/3.27	3.28/3.22	3.27/3.20	3.23/3.16	3.20/3.15
120	3.24/3.28	3.20/3.18	3.18/3.13	3.16/3.11	3.13/3.06	3.11/3.04
130	3.15/3.21	3.11/3.11	3.08/3.05	3.07/3.02	3.04/2.97	3.02/2.95
140	3.07/3.15	3.02/3.04	3.00/2.98	2.98/2.95	2.95/2.89	2.93/2.86
150	2.99/3.09	2.94/2.98	2.92/2.92	2.90/2.88	2.87/2.82	2.85/2.79
160	2.91/3.04	2.87/2.92	2.84/2.86	2.83/2.82	2.80/2.75	2.78/2.72
170	2.85/2.99	2.80/2.87	2.77/2.81	2.76/2.77	2.73/2.69	2.71/2.66
180	2.78/2.94	2.73/2.82	2.71/2.76	2.69/2.71	2.66/2.64	2.64/2.61
190	2.73/2.90	2.67/2.77	2.64/2.71	2.63/2.67	2.60/2.59	2.58/2.55
200	2.67/2.86	2.61/2.73	2.59/2.67	2.57/2.62	2.54/2.54	2.52/2.51
210	2.62/2.82	2.56/2.69	2.53/2.63	2.51/2.58	2.48/2.50	2.47/2.46
220	2.57/2.78	2.51/2.66	2.48/2.59	2.46/2.54	2.43/2.46	2.41/2.42
230	2.52/2.75	2.46/2.62	2.43/2.55	2.41/2.50	2.38/2.42	2.36/2.38
240	2.47/2.72	2.41/2.59	2.38/2.52	2.36/2.47	2.33/2.38	2.31/2.34
250	2.43/2.69	2.37/2.55	2.34/2.48	2.32/2.43	2.28/2.35	2.27/2.31
260	2.39/2.66	2.33/2.52	2.29/2.45	2.27/2.40	2.24/2.31	2.22/2.27
270	2.35/2.63	2.28/2.49	2.25/2.42	2.23/2.37	2.20/2.28	2.18/2.24
280	2.31/2.60	2.25/2.47	2.21/2.39	2.19/2.34	2.16/2.25	2.14/2.21
290	2.28/2.58	2.21/2.44	2.17/2.37	2.15/2.32	2.12/2.22	2.10/2.18
300	2.24/2.55	2.17/2.41	2.14/2.34	2.12/2.29	2.08/2.19	2.06/2.15
310	2.21/2.53	2.14/2.39	2.10/2.31	2.08/2.26	2.04/2.17	2.02/2.13
320	2.18/2.50	2.11/2.36	2.07/2.29	2.05/2.24	2.01/2.14	1.99/2.10
330	2.15/2.48	2.07/2.34	2.04/2.27	2.01/2.21	1.97/2.12	1.95/2.07
340	2.12/2.46	2.04/2.32	2.01/2.24	1.98/2.19	1.94/2.09	1.92/2.05
350	2.09/2.44	2.01/2.30	1.97/2.22	1.95/2.17	1.91/2.07	1.89/2.03

WWW.LITECSA.C

En este caso, los pasos a seguir son los siguientes:

1. De la tabla apropiada, extraer los factores de erosión y colocar los valores frente a los numerales 10 y 13 del formato de trabajo que presenta la Tabla 6.4.

2. Llenar la columna 6 con las repeticiones admisibles halladas en las Figuras 6.4 o 6.5.

3. Dividir cada valor de la columna 3 por el correspondiente de la 6 y multiplicar por 100. Colocar los valores calculados en la columna 7. La suma de ellos es el daño total por erosión.

   El espesor de losa escogido para el tanteo se considera inadecuado si los totales de fatiga o erosión superan el 100%. En este caso se hará otro tanteo con un espesor mayor. Si los totales son muy inferiores al 100%, se hará un nuevo tanteo con un espesor menor:

Ejemplo:

Diseñar por el método PCA un pavimento de concreto simple para una vía de cuatro (4) carriles en la cual se espera un TPD inicial de 12900 vehículos de los cuales un 19% son comerciales (buses y camiones) se estima un crecimiento anual del tránsito de los vehículos comerciales del 4% anual durante los 20 años del período de diseño del pavimento. Se ha realizado un pesaje de cargas en la región del proyecto y los resultados se presentan en la Tabla 6.11.

Se asume un factor de seguridad de carga (FSC) igual a 1.2, el suelo de subrasante es una arcilla cuyo módulo de reacción es, K = 100 lb/pulg^3 y se puede obtener un concreto con un módulo de rotura (MR) de 4.5 MPa (650 lb/pulg^2), presentar una alternativa de diseño de un pavimento cuyas juntas tengan varillas de transferencia y que no posea bermas o bordillos en concreto.

Solución:

1. Determinación del K de diseño: Debido a que la subrasante es arcillosa conviene la colocación de una capa de subbase que para el caso se asume sea granular, con un espesor de 100 mm (4 pulg). Con el espesor de la subbase y el módulo de reacción de la subrasante 27 MPa/m (100 lb/pulg^3), en la Tabla 6.1 se obtiene un K de diseño de 35 MPa/m (130 lb/pulg^3).

2. Determinar el número acumulado de vehículos comerciales en el carril de diseño y durante el período de diseño.

COM.EC 2587713

Tabla 6.11
Datos sobre distribución de las cargas del tránsito

(1) Carga por eje, KN	(2) Ejes por cada 1000 vehículos comerciales	(3) Ejes por 1000 comerciales (ajustado)	(4) # esperado de ejes en el período de diseño
Ejes simples			
125 - 133	0.28	0.58	6.310
115 - 125	0.65	1.35	14.690
107 - 115	1.33	2.77	30.140
97.8 - 107	2.84	5.92	64.410
88.8 - 97.8	4.72	9.83	106.900
80 - 88.8	10.40	21.67	235.800
71.1 - 80	13.56	28.24	307.200
62.2 - 71.1	18.64	38.83	422.500
53.3 - 62.2	25.89	53.94	586.900
44.4 - 53.3	81.05	168.85	1837.000
Ejes tándem			
213 - 231	0.94	1.96	21.320
195 - 213	1.89	3.94	42.870
178 - 195	5.51	11.98	124.900
160 - 178	16.45	34.27	372.900
142 - 160	39.08	81.42	885.800
125 - 142	41.06	85.54	930.700
107 - 125	73.07	152.23	1656.000
88.8 - 107	43.45	90.52	984.900
71.1 - 88.8	54.15	112.81	1227.000
53.3 - 71.1	59.85	124.69	1356.000

WWW.LITECSA.C

- TPD inicial = 12900 vehículos.
- Tránsito promedio diario durante todo el período de diseño: 12900 x 1.5 = 19350 vehículos en las dos direcciones en una

  dirección sería: $\frac{19350}{2} = 9675$ vehículos en dos carriles.

- Estimar el porcentaje de vehículos comerciales que usa el carril de diseño en la Figura 6.2, entrando en ella con el valor 9675 vehículos en dos carriles. Se obtiene un porcentaje de 0.81.

3. Determinar el número de vehículos comerciales en el carril de diseño durante el período de diseño

$$T\ acumulado = 9675 \times \frac{19}{100} \times \frac{81}{100} \times 365 \times 20$$

$$= 10'880.000 \text{ vehículos comerciales}$$

4. Los datos de carga por eje de la Tabla 6.11 son usados en este ejemplo de diseño y han sido utilizadas en la Tabla 6.4 bajo la carga máxima por eje tanto para ejes simples como tándem. Las cargas se acostumbra a agruparlas en incrementos de: 900 kg (2000 lb) para los ejes simples y de 1800 kg (4000 lb) para los ejes tándem.

   4.1 Asumir un espesor de losas de concreto de 240 mm (9.5 pulg).

   4.2 Determinar los esfuerzos equivalentes, los cuales se colocarán en las casillas 8 y 11 del formato (Tabla 6.4), se sacan de la Tabla 6.5 o 6.6, según corresponden al enunciado del problema.

Se toma la Tabla 6.5 porque:

- Se desea junta con pasadores de transferencia.
- No bermas de concreto.

En la Tabla 6.5 se entra con el módulo de reacción combinado (de la subrasante y la subbase) K = 35 MPa/m y el espesor adoptado de losas de concreto (240 mm) y se encuentra por interpolación que es de 1.44 para el caso de ejes sencillos y de 1.35 para ejes tándem.

5. Una vez obtenidos los esfuerzos equivalentes se determinan los factores de relación de esfuerzos y se colocan en las casillas 9 y 12.

COM.EC 2587713

5.1 Para el caso de ejes sencillos el factor de relación de esfuerzos se obtiene mediante la relación entre el esfuerzo equivalente correspondiente y el módulo de rotura (MR) del concreto así:

$$\text{Casilla 9} = \frac{1.44}{4.5} = 0.32$$

5.2 Para el caso de ejes en tándem sería:

$$\text{Casilla 12} = \frac{1.35}{4.5} = 0.30$$

6. Determinar los factores de erosión, empleando las Tablas 6.7, 6.8 o 6.9, 6.10; según corresponda. Para el ejemplo, empleamos la Tabla 6.7 porque se desea:

   - Juntas con pasadores.
   - Sin bermas de concreto.

   Se entra en la Tabla 6.7 con el módulo de reacción de diseño (K = 35 MPa/m) y el espesor adoptado de losas de concreto (240 mm) y por interpolación se obtiene que los factores de erosión son: 2.61 y 2.80 para ejes sencillos y tándem, respectivamente. Estos valores se colocan en las casillas 10 y 13.

7. En la Tabla de cálculos 6.4 en su columna 1 se colocan las cargas por eje de forma decreciente, tanto para ejes sencillos como tándem. En la columna 2 se coloca el resultado de multiplicar cada una de las cargas por eje de la columna 1 por el factor de seguridad de carga (1.2). Los valores de la columna 3, se obtienen de la Tabla 6.11. Datos sobre la distribución de las cargas del tránsito, y se calcula así:

$$\textbf{Columna 3} = \frac{\text{Número de ejes por cada 1000 vehículos comerciales (Tabla 6.11)} \times \text{Número esperado de V.C. en el carril de diseño y durante el período de diseño (Calculado paso 3)}}{1000}$$

WWW.LITECSA.C

Por ejemplo, para los valores de la primera fila sería:

$$\text{Columna 3} = \frac{0.58 \times 10.880.000}{1000} = 6.310$$

Análisis de fatiga

8. Calcular las repeticiones que admite el pavimento por fatiga (Figura 6.3).

   En la Figura 6.3 con los valores de las cargas por ejes (sencillos y tándem) y el factor de relación de esfuerzos se determinan las repeticiones admisibles de carga que son los valores que aparecen en la columna 4.

9. El cálculo del consumo de fatiga, se realiza dividiendo los valores de la columna 3 sobre los valores de la columna 4, y multiplicando esta relación por 100, los valores así obtenidos se colocan en la columna 5. La sumatoria de todos los valores de ésta columna da origen al consumo total de fatiga (87%).

Análisis de erosión

10. Mediante las Figuras 6.4 o 6.5, según sea el caso, se determinan las repeticiones de carga admisibles, antes que el pavimento falle por problemas de erosión. La Figura 6.4 ha sido escogida porque: es un pavimento sin bermas de concreto. Los valores obtenidos en ésta figura se colocan en la columna 6.

11. Los porcentajes de daño que corresponden a los valores de la columna 7, se determinan dividiendo cada uno de los valores de la columna 3, por el correspondiente de la columna 6 y multiplicando por 100. La sumatoria de los porcentajes de daño de la columna 7, determina el daño total por erosión (38.3%).

12. El espesor de losa escogido para el tanteo se considera adecuado dado que los totales de fatiga y erosión son menores del 100%, siendo el de fatiga de 87%.

    En definitiva, el espesor del pavimento será:

    - Losas de concreto de 240 mm (9.5 pulg)
    - Subbase granular de 100 mm (4 pulg).

COM.EC 2587713

5.2.2 Procedimiento simplificado de diseño para el caso en que no se disponga de datos sobre distribución de cargas por eje

El presente método se ha preparado para aquellos casos en que no es posible disponer de la información detallada sobre el consumo de fatiga y daño por erosión, la distribución de cargas por eje a partir de pesajes en básculas u otra fuente aceptable. Para este evento, la PCA ha preparado unas sencillas tablas de diseño, basadas en distribuciones de carga por eje, representativas de las diversas clases de calles y carreteras que muestra la Tabla 6.12 titulada Categorías de Cargas por Eje.

En este caso, el diseñador no emplea directamente los datos de carga por eje, por cuanto los diseños han sido resueltos previamente por la PCA. Por conveniencia los resultados se resumen en las Tablas 6.14 a 6.20, las cuales corresponden a las cuatro (4) categorías de tránsito indicadas en la Tabla 6.12.

En las tablas de diseño han sido incorporados factores de seguridad de carga de 1.0, 1.1 y 1.2 para las categorías 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Los datos de las tablas han sido preparados para un período de diseño de 20 años.

Como se puede observar en las tablas, la resistencia del conjunto subrasante - subbase se describe a través de los términos bajo, medio, alto y muy alto, los cuales se relacionan, aproximadamente, con los valores reales del módulo de reacción, como lo muestra la Tabla 6.13. Cuando se use subbase debe considerarse el incremento del módulo K con ayuda de las Tablas 6.1 y 6.2.

Los pasos a seguir en el diseño, son los siguientes:

1. Estimar el TPD-C (tránsito promedio diario de vehículos comerciales, en dos direcciones) deben excluirse todos los camiones de 2 ejes y 4 llantas.
2. Elegir la categoría de carga por eje (Tabla 6.12).
3. Determinar el espesor necesario de losas en la Tabla apropiada (6.14 a 6.20).

Características del método simplificado

Módulo de rotura del concreto: El concreto utilizado debe ser de buena calidad con resistencias a la flexión dentro del rango de 4.1 a 4.4 MPa. La parte inferior de las Tablas 6.14 a 6.20 muestra un módulo de rotura de 3.8 MPa, cuyo uso debe restringirse a casos especiales. Es el caso, de zonas donde

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 6.12
Categorías de carga por eje

Categorías de carga por eje	Descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (KN)	
		TPD	TPDC			
			%	Diario	Ejes simples	Ejes tándem
1	- Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 - 800	1 -3	hasta 25	98	160
2	- Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto). - Calles, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 - 5000	5 - 18	40 - 1000	115	195
3	- Calles arterias, y carreteras primarias (medio). - Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio).	3000 - 12000 (2 carriles) 3000 -50000+ (4 carriles o más)	8 - 30	500 -5000+	133	230
4	- Calles arterias, carreteras primarias y vías expresas (alto). - Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 - 20000 (2 carriles) 3000 -150000 (4 carriles o más)	8 - 30	1500 -8000+	151	267

* Los términos bajo, medio y alto se refieren a los pesos relativos de las cargas por eje, para el tipo de calle o carretera considerada; esto es, "bajo" para una autopista interestatal puede representar cargas mucho más pesadas en una carretera secundaria.

Tabla 6.13
Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k

Tipo de suelo	Soporte	Rango de valores k MPa/m
Suelos de grano fino, en los que predominan partículas del tamaño del limo y la arcilla	Bajo	20-34
Arenas y mezclas de grava y arena con cantidades moderadas de limo y arcilla.	Medio	35-49
Arenas y mezclas de grava y arena relativamente libres de finos plásticos.	Alto	50-60
Subbases tratadas con cemento.	Muy alto	70-110

las características de los agregados pétreos no permitan la elaboración de concretos con resistencias superiores.

Período de diseño: Los valores de TPD-C que presentan las tablas, se refieren a un período de diseño de 20 años. Si se desea otro diferente, deberá multiplicarse el TPD-C estimado, por un factor apropiado de manera que se pueda obtener un valor ajustado, que permita emplear las tablas.

Por ejemplo, si se desea un período de 30 años el TPD-C estimado, se multiplica por 30/20.

Tipo de juntas: Las Tablas 6.15 a 6.20 se dividen en dos partes: las que presentan resultados para juntas con pasadores y por trabazón de agregados.

En la Tabla 6.14, no se considera la presencia de juntas con pasadores, dado el bajo volumen de tránsito involucrado; sin embargo, debe tenerse presente que donde no se usen los pasadores, el espaciamiento entre juntas debe reducirse.

Ejemplo:

Se desea construir un pavimento rígido para una calle arteria de dos carriles que tiene un TPD-C de diseño de 630 vehículos comerciales (6 o más llantas). El suelo de subrasante es arcilloso. Se colocará una subbase granular de 100 mm (4 pulg) de espesor. Se considera que el pavimento tendrá pasadores en las juntas; tendrá sardineles y cunetas.

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.14
TPD-C Admisible – categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados (sin pasadores)

	Sin berma o sardinel de concreto					Con berma o sardinel de concreto			
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)				Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)		
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)
MR = 4.4 MPa	120 130 140	0.2 2	0.1 1 11	0.3 4 33	MR = 4.4 MPa	100 110 120	0.3 4	0.1 2 21	0.4 6 60
	150 160 170	18 110 500	77 407	210		130 140	38 240	160	410
MR = 4.1 MPa	130 140 150	0.4 4	0.2 2 19	0.7 8 54	MR = 4.1 MPa	110 120 130	0.8 9	0.3 5 41	1 15 110
	160 170 180	27 140 600	110 530	290		140 150	65 360	260	650
MR = 3.8 MPa	140 150 160	0.1 0.7 5	0.4 4 26	1 12 72	MR = 3.8 MPa	110 120 130	0.1 2	0.8 9	0.2 3 26
	170 180	32 150	130 570	350		140 150 160	14 90 430	63 340	170

Notas:
1. El análisis de fatiga controla el diseño.
2. Un valor fraccional de TPD-C indica que el pavimento puede soportar un mínimo ilimitado de automóviles y camiones de 2 ejes y 4 llantas, pero solo unos pocos camiones pesados por semana (TPDVC de 0.3 X 7 días = 2.1, indica dos camiones pesados por semana).

COM.EC 2587713

Tabla 6.15
TPD-C Admisible –categoría 2 de carga por eje – pavimento con juntas con pasadores

	Sin berma o sardinel de concreto						Con berma o sardinel de concreto					
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)					Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)				
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)	
MR = 4.4 MPa	140				3	MR = 4.4 MPa	120				6	MR = 4.4 MPa
	150			5	26		130		4	12	53	
	160	2	12	35	150		140	6	30	86	330	
	170	15	68	190	740		150	44	180	470	1700	
	180	77	320	820	3100		160	240	890	2200		
	190	330	1300	3200			170	1000	3700			
	200	1200	4500				180	4100				
	210	4100										
MR = 4.1 MPa	150				5	MR = 4.1 MPa	130				12	MR = 4.1 MPa
	160		2	8	38		140		7	20	87	
	170	3	16	47	200		150	10	46	130	470	
	180	18	82	220	870		160	60	240	620	2100	
	190	85	350	900	3300		170	290	1100	2600		
	200	330	1300	3300			180	1200	4100			
	210	1200	4400				190	4200				
	220	3700										
MR = 3.8 MPa	160				8	MR = 3.8 MPa	140			4	18	MR = 3.8 MPa
	170		3	9	46		150		9	28	110	
	180	3	17	51	220		160	12	56	150	550	
	190	18	82	220	870		170	67	270	670	2300	
	200	78	320	840	3100		180	290	1100	2600		
	210	290	1100	2900			190	1100	3900			
	220	940	3600				200	3700				
	230	2900										

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.16
TPD-C Admisible – categoría 2 de carga por eje – Pavimentos con juntas de trabazón de agregados

	Sin berma o sardinel de concreto						Con berma o sardinel de concreto					
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)					Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)				
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)	
MR = 4.4 MPa	140				3	MR = 4.4 MPa	120				6	
	150			5	26		130		4	12	53	
	160	2	12	35	150		140	6	30	86	330	
	170	15	68	190	740		150	44	180	470	840	
	180	77	320	820	1300		160	240	800	1100	1500	
	190	330	1200	1500	2000		170	800	1300	1800	2800	
	200	1200	1700	2100	3000		180	1200	2100	3100		
	210	1600	2300	3100			190	1900	3500			
	220	2100	3200				200	2900				
	230	2900										
MR = 4.1 MPa	150				5	MR = 4.1 MPa	130			2	12	
	160		2	8	38		140		7	20	87	
	170	3	16	47	200		150	10	46	130	470	
	180	18	82	220	870		160	60	240	620	1500	
	190	85	350	900	2000		170	290	1100	1800	2800	
	200	330	1300	2100	3000		180	1200	2100	3100		
	210	1200	2300	3100			190	1900	3500			
	220	210	3200				200	2900				
	230	2900										
MR = 3.8 MPa	160				8	MR = 3.8 MPa	140			4	18	
	170		3	9	46		150		9	28	110	
	180	3	17	51	220		160	12	56	150	550	
	190	18	82	220	870		170	67	270	670	2300	
	200	78	320	840	3000		180	290	1100	2600		
	210	290	1100	2900			190	1100	3500			
	220	940	3200				200	2900				
	230	2900										

COM.EC 2587713

Tabla 6.17
TPD-C Admisible – Categoría 3 de caga por eje –
Pavimentos con juntas con pasadores

	Sin berma o sardinel de concreto						Con berma o sardinel de concreto					
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)					Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)				
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto 50-60)	Muy alto (70 +)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)	
MR = 4.4 MPa	180				36	MR = 4.4 MPa	160			24	100	
	190			37	170		170		46	120	460	
	200		57	160	640		180	50	210	530	1.800	
	210	51	220	580	2.200		190	210	800	2.000	6.600	
	220	180	740	1.900	7.100		200	770	2.800	6.700		
	230	580	2.300	5.900	12.200		210	2.500	9.100			
	240	1.700	6.700	13.900	19.000		220	7.900				
	250	4.700	16.300	21.100								
	260	12.800	24.200									
	270	23.000										
MR = 4.1 MPa	190				40	MR = 4.1 MPa	160				24	
	200			39	170		170			30	120	
	210		54	150	610		180		51	140	510	
	220	45	200	530	2.000		190	52	210	540	1.800	
	230	150	630	1.600	6.100		200	210	780	1.900	6.300	
	240	470	1.900	4.800	18.400		210	700	2.500	6.100		
	250	1.300	5.200	13.800			220	2.200	7.900			
	260	3.400	14.400				230	6.500				
	270	8.900										
MR = 3.8 MPa	210			33	150	MR = 3.8 MPa	170				25	
	220		43	120	500		180			30	120	
	230	34	150	410	1.600		190		48	130	470	
	240	110	470	1.200	4.600		200	45	190	470	1.600	
	250	320	1.300	3.400	13.100		210	170	640	1.600	5.100	
	260	860	3.500	9.400			220	550	2.000	4.800	15.900	
	270	2.200	9.300				230	1.600	5.900			
	280	5.400					240	4.600				

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.18
TPD-C Admisible – Categoría 3 de cargas por eje – Pavimentos con juntas de trabazón de agregados

	Sin berma o sardinel de concreto						Con berma sardinel de concreto					
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante - subbase (MPa/m)					Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante - subbase (MPa/m)				
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)	
MR = 4.4 MPa	190			37	170	MR = 4.4 MPa	160			24	100	MR = 4.4 MPa
	200		57	160	640		170		46	120	460	
	210	51	220	580	1.000		180	50	210	530	830	
	220	180	740	1.000	1.500		190	210	620	870	1.400	
	230	580	1.100	1.400	2.100		200	540	930	1.300	2.200	
	240	920	1.400	1.900	2.800		210	770	1.400	2.100	3.500	
	250	1.200	1.900	2.500	3.800		220	1.100	2.100	3.200	5.700	
	260	1.500	2.400	3.300	5.200		230	1.500	3.000	4.900	9.300	
	270	2.000	3.200	4.400	7.000		240	2.200	4.500	7.500		
	280	2.500	4.100	5.800	9.400		250	3.000	6.600			
	290	3.200	5.200	7.500			260	4.200	9.800			
	300	4.000	6.700				270	5900				
	310	4.900					280	8.200				
MR = 4.1 MPa	200			39	170	MR = 4.1 MPa	160				24	MR = 4.1 MPa
	210		54	150	610		170			30	120	
	220	45	200	530	1.500		180		51	140	510	
	230	150	630	1.400	2.100		190	52	220	540	1.400	
	240	470	1.400	1.900	2.800		200	210	780	1.300	2.200	
	250	1.200	1.900	2.500	3.800		210	700	1.400	2.100	3.500	
	260	1.500	2.400	3.400	5.200		220	1.100	2.100	3.200	5.700	
	270	2.000	3.200	4.400	7.000		230	1.500	3.000	4.900	9.300	
	280	2.500	4.100	5.800	9.400		240	2.200	4.500	7.500		
	290	3.200	5.200	7.500			250	3.000	6.600			
	300	4.000	6.700				260	4.200	9.800			
	310	4.900					270	5.900				
							280	8.200				
MR = 3.8 MPa	200				37	MR = 3.8 MPa	170				25	MR = 3.8 MPa
	210			33	150		180			30	120	
	220		43	120	500		190		48	130	470	
	230	34	150	410	1.600		200	45	190	470	1.600	
	240	110	470	1.200	2.800		210	170	640	1600	3.500	
	250	320	1.300	2.500	3.800		220	550	2.000	3.200	5.700	
	260	860	2.400	3.300	5.200		230	1.500	3.000	4.900	9.300	
	270	2.000	3.200	4.400	7.000		240	2.200	4.500	7.500		
	280	2.500	4.100	5.800	9.400		250	3.000	6.600			
	290	3.200	5.200	7.500			260	4.200	9.800			
	300	4.000	6.700				270	5.900				
	310	4.900					280	8.200				

COM.EC 2587713

Tabla 6.19
TPD-C Admisible – Categoría 4 de cargas por eje – Pavimentos con juntas con pasadores

	Sin berma o sardinel de concreto					Con berma sardinel de concreto				
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante - subbase (MPa/m)				Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante - subbase (MPa/m)			
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)
MR = 4.4 MPa	200 210 220		140	110 400	120 460 1.600	180 190 200	150	160 590	99 410 1.500	380 1.400 4.800
	230 240 250	110 350 990	480 1.400 4.000	1.300 3.700 10.300	4.700 13.900 21.700	210 220 230	530 1.700 4.900	2.000 6.000 17.800	4.700 14.400 43.400	15.500
	260 270 280	2.600 6.500 16.000	10.600 27.700 40.600	24.100 36.500	33.900	240 250	14.000 38.200			
MR = 4.1 MPa	290	36.800								
	210 220 230		120	340	120 420 1.300	180 190 200		150	100 390	94 390 1.400
	240 250 260	270 730	390 1.100 2.900	1.000 2.900 7.800	3.900 10.900 30.100	210 220 230	140 460 1.400	540 1.700 5.000	1.300 4.100 11.800	4.400 13.300 39.600
	270 280 290	1.800 4.400 10.300	7.600 19.100	20.400		240 250 260	3.900 10.500 28.200	14.000 38.600	33.900	
	300	24.200								
	230 240 250		270	250 730	320 990 2.800	200 210 220	100	120 420	87 320 1.000	330 1.100 3.400
MR = 3.8 MPa	260 270 280	170 460 1.100	750 1.900 4.700	2.000 5.100 12.800	7.500 19.700	230 240 250	340 990 2.700	1.300 3.500 9.500	3.000 8.500 23.000	9.900 28.000
	290 300 310	2.600 5.900 12.900	11.400 27.300	32.000		260 270	6.900 17.600	25.100		
	320	28.700								

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.20
TPD-C Admisible – Categoría 4 de cargas por eje – Pavimentos con juntas de trabazón de agregados

	Sin berma o sardinel de concreto					Con berma o sardinel de concreto				
	Espesor de losa mm.	Soporte subrasante - subbase (MPa/m) Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70+)	Espesor de losa mm.	Soporte subrasante - subbase (MPa/m) Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70+)
MR = 4.4 MPa	200 210 220		140	110 400	120 460 1.100	170 180 190		150	99 410	85 380 890
	230 240 250	110 350 990	480 1.100 1.500	1.000 1.500 2.000	1.600 2.200 3.000	200 210 220	150 530 830	590 1.000 1.500	940 1.500 2.200	1.400 2.300 3.800
	260 270 280	1.300 1.600 2.100	2.000 2.600 3.300	2.700 3.500 4.600	4.000 5.400 7.300	230 240 250	1.200 1.700 2.300	2.200 3.300 4.800	3.400 5.200 7.800	6.100 9.600 15.100
	290 300 310	2.600 3.300 4.100	4.200 5.400 6.900	6.000 7.800 10.100	9.800 13.000 17.300	260 270 280	3.200 4.400 6.000	6.900 9.800 13.900	11.600 17.100 24.800	22.900 34.000 50.300
	320 330 340	5.100 6.300 7.600	8.800 11.100 14.000	13.000 16.800 21.500	23.000 30.400 40.000	290 300 310	8.300 11.100 15.000	19.700 27.400 37.000	34.700 48.600 67.900	73.600
	350 360 370	9.600 11.800 14.500	17.600 22.100	27.600 35.300		320 330	20.200 27.200	49.900		
MR = 4.1 MPa	210 220 230		120	90 340	120 420 1.300	180 190 200		150	100 390	94 390 1.400
	240 250 260	87 270 730	390 1.100 2.000	1.000 2.000 2.700	2.200 3.000 4.000	210 220 230	140 460 1.200	540 1.500 2.200	1.300 2.200 3.400	2.300 3.800 6.100
	270 280 290	1.600 2.100 2.600	2.600 3.300 4.200	3.500 4.600 6.000	5.400 7.300 9.800	240 250 260	1.700 2.300 3.200	3.300 4.800 6.900	5.200 7.800 11.600	9.600 15.100 22.900
	300 310 320	3.300 4.100 5.100	5.400 6.900 8.800	7.800 10.100 13.000	13.000 17.300 23.000	270 280 290	4.400 6.000 8.300	9.800 13.900 19.700	17.100 24.800 34.700	34.000 50.300 73.600
	330 340 350	6.300 7.800 9.600	11.100 14.000 17.600	16.800 21.500 27.600	30.400 40.000 52.800	300 310 320	11.100 15.000 20.200	27.400 37.000 49.900	48.600 67.900	
	360	11.800	22.100	35.300		330 340	27.200 34.900	66.900		
MR = 3.8 MPa	220 230 240		87	75 250	94 820 990	190 200 210		120	87 320	85 330 1.100
	250 260 270	59 170 460	270 750 1.900	730 2.000 3.500	2.800 4.000 5.400	220 230 240	100 340 990	420 1.300 3.300	1.000 3.000 5.200	3.400 6.100 9.600
	280 290 300	1.100 2.600 3.300	3.300 4.200 5.400	4.600 6.000 7.800	7.300 9.800 13.000	250 260 270	2.300 3.200 4.400	4.800 6.900 9.800	7.800 11.600 17.100	15.100 22.900 34.000
	310 320 330	4.100 5.100 6.300	6.900 8.800 11.100	10.100 13.000 16.800	17.300 23.000 30.400	280 290 300	6.000 8.300 11.100	13.900 19.700 27.400	24.800 34.700 48.600	50.300 73.600
	340 350 360	7.800 9.600 11.800	14.000 17.600 22.100	21.500 27.600 35.300	40.000 52.800 69.300	310 320 330	15.000 20.200 27.200	37.000 49.900 66.900	67.900	
						340 350	34.900 44.900	88.500		

COM.EC 2587713

Solución:

Dado que se espera que las magnitudes de las cargas por eje sean similares a las promedio que circulan por vías, se considera adecuado elegir la categoría 3 de la Tabla 6.12. Consecuentemente, y de acuerdo con el tipo de juntas, deberá usarse en el diseño la Tabla 6.17.

Para la clase de soporte considerada, la Tabla 6.17 muestra que el TPD-C admisible sería 770 vehículos considerados para un espesor de losa de 200 mm (8 pulg) y 219 si fuera de 190 mm (7.5 pulg).

Como el tránsito de diseño es de 630 vehículos comerciales, el espesor recomendado es 200 mm (8 pulg).

6.3 *LAS JUNTAS EN LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS*

En las losas de un pavimento rígido se presentan diversas clases de esfuerzos. Los más elevados son los generados por la circulación de los vehículos sobre ellas, los cuales se controlan con el correcto diseño del espesor de las losas, con la selección adecuada de la resistencia del concreto y con una calidad en la construcción tal que las propiedades determinadas durante el diseño se cumplan.

Otros esfuerzos generados en el pavimento se deben a los movimientos de contracción o expansión del concreto y a las diferencias en la temperatura, o en la humedad, entre la superficie y el apoyo de la losa. Estos esfuerzos se controlan con una adecuada selección de las dimensiones superficiales de las losas, en otras palabras, diseñando las juntas del pavimento.

Las juntas, transversales y longitudinales, se construyen para impedir que se presente fisuración del pavimento.

Además, los análisis de los esfuerzos generados en las losas, por cargas colocadas en diferentes posiciones, han demostrado que estos son mayores en las cercanías de los bordes de las losas y, aún más, en sus esquinas, de lo cual se concluye que las juntas inducen en el pavimento rígido unas zonas de debilidad relativa, por lo que en su concepción se deben diseñar los mecanismos o tomar las precauciones necesarias para mantener su integridad estructural.

6.3.1 Finalidad de las juntas

Las juntas en los pavimentos de concreto son necesarias por las siguientes razones:

WWW.LITECSA.C

- **Por requisitos de construcción**. Lo más frecuente es construir los pavimentos rígidos por carriles, generándose juntas longitudinales, con una separación determinada mediante un diseño realizado con criterios técnicos.

Además de la junta longitudinal descrita, se presentan juntas de construcción transversales, cuando se suspenden las labores de colocación del concreto, bien sea por la finalización de la jornada laboral, por alguna interrupción en el suministro del material o por averías en alguno de los equipos empleados para su producción, transporte o colocación.

Pero esa interrupción debe ser tan larga como para que el concreto ya colocado haya alcanzado su fraguado final. El tiempo en que esto sucede depende de las propiedades del concreto, del empleo o no de aditivos retardantes y de las condiciones climáticas.

- **Retracción del concreto.** El concreto al endurecer ocupa menos volumen que cuando está fresco, debido fundamentalmente a las reacciones de hidratación que ocurren durante el fraguado y, en forma secundaria, al enfriamiento producido por el desprendimiento de calor originado en dicha reacción.

  La retracción lineal de un elemento de concreto es tanto mayor cuanto menor sea la relación entre su volumen y su área superficial; en el caso de las losas de un pavimento esta relación es muy pequeña, debido al bajo espesor de ellas comparado con su superficie y, por lo tanto, se presenta una retracción longitudinal considerable.

- **Dilatación térmica**. El aumento de temperatura en el concreto ocasiona, en ausencia de restricciones, un incremento en su volumen; y por ser las losas del pavimento elementos de poco espesor en relación con su área superficial, este aumento de volumen es más notorio en su dimensión longitudinal. Si existe confinamiento (es decir, si se impide el aumento de longitud), se introducen necesariamente esfuerzos de compresión, los cuales, aunque son bien resistidos por el concreto, tienen efectos secundarios perjudiciales, como producir alabeo en las placas e introducir esfuerzos en las estructuras colocadas dentro del pavimento (tapas de alcantarillas, por ejemplo) o colindantes con él (puentes, intersecciones con otras vías, etc.).

- **La aparición de fisuras.** Por alabeo tienen su origen cuando el concreto se ha endurecido, y se somete a los cambios diarios de las condiciones climáticas, entonces se inducen esfuerzos debido a los gradientes de humedad y temperatura. En un día caluroso, la superficie del pavimento tiene mayor temperatura que su apoyo, obligando a las losas a levantarse

COM.EC 2587713

en el centro y apoyarse en los extremos, lo que produce esfuerzos que pueden generar nuevas fisuras; en la noche, el fenómeno se invierte y los esfuerzos de tracción se desarrollan en la cara inferiores del pavimento.

Para minimizar el efecto de la dilatación térmica de las losas de concreto se han desarrollado las "Juntas de Expansión", que son discontinuidades transversales en las losas, con una separación suficiente como para permitir el movimiento longitudinal de éstas.

6.3.2 Elementos de la junta

Las principales funciones que debe cumplir una junta son:

- Localización adecuada, de tal manera que controle eficazmente el agrietamiento potencial causado por cualquiera de los factores descritos.
- Transmisión adecuada de las cargas a la losa adyacente, con el fin de evitar fallas por deformaciones excesivas o pérdida en la calidad del rodamiento.
- Protección adecuada de la subrasante contra el agua. La junta debe ser impermeable, de tal manera que el agua no pueda infiltrarse a través de ella.

De acuerdo con estas funciones las juntas deben estar provistas de lo siguiente:

Un mecanismo de transmisión de carga. Los mayores esfuerzos en las losas de concreto, generados por la circulación de los vehículos, se presentan en las esquinas; pero los más frecuentes y los que generalmente controlan el diseño del espesor son los de borde. Esto obliga a dotar a las juntas, especialmente a las transversales, de mecanismos que transmitan las cargas, de una losa a su vecina, para que se desarrollen esfuerzos con magnitud similar a los generados por las cargas colocadas en el centro de las losas. La Figura 6.6 presenta los sistemas de mecanismos de transferencia de carga, los cuales se explicarán a continuación:

- **Pasadores**: En condiciones de tráfico pesado y/o clima severo, es necesario complementar la eficiencia de la trabazón de agregados mediante el empleo de barras de acero liso, denominadas pasadores, que conectan entre sí las losas separadas por juntas. Este tipo de mecanismo transmite tanto fuerzas de cizalladura como momento flector, pero debe permitir el libre movimiento horizontal de las losas, por lo cual al menos una mitad del pasador debe engrasarse, a fin de evitar su adherencia con el concreto que lo rodea. Ver Figura 6.7. Asímismo, esta libertad de movimiento horizontal exige que los pasadores de una junta sean todos paralelos al eje de la calzada.

WWW.LITECSA.C

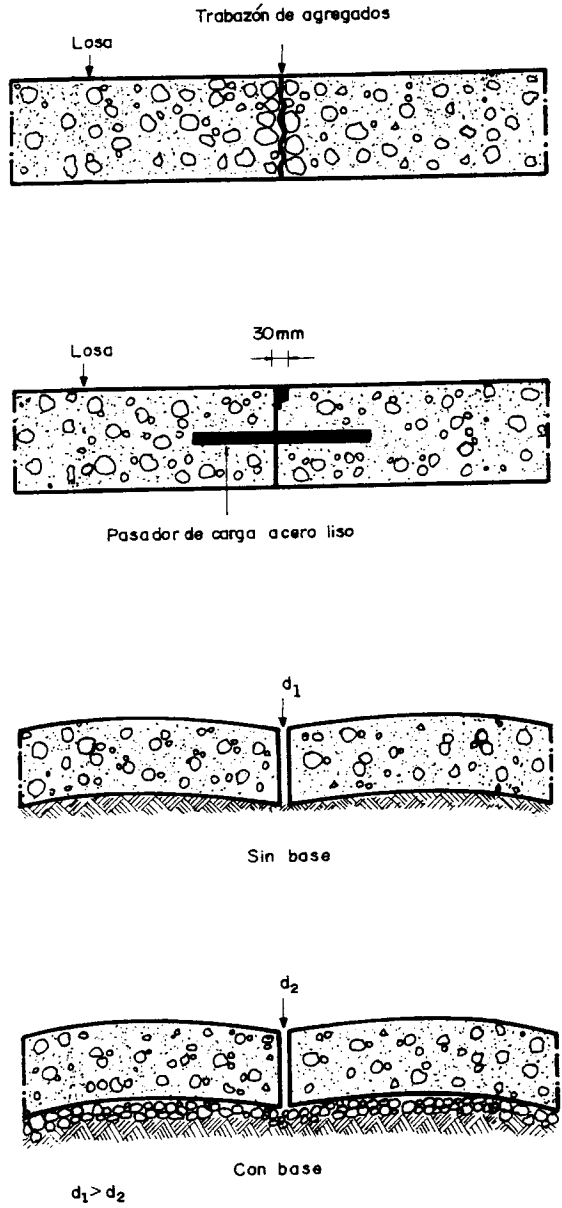


Figura 6.6 – Sistemas de transferencia de cargas.

COM.EC 2587713

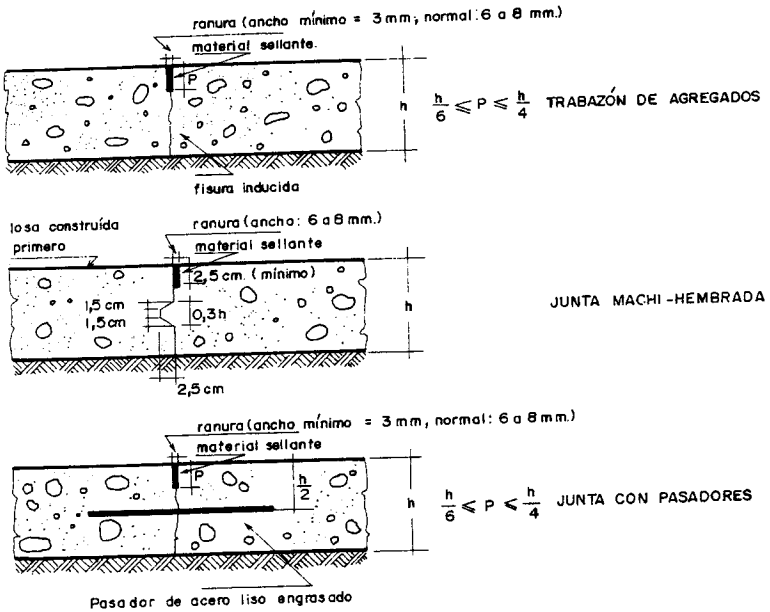


Figura 6.7 – Mecanismos de trasmisión de carga y sellado de las juntas.

En la Tabla 6.21 se presenta algunas recomendaciones para seleccionar los pasadores.

- **Trabazón de agregados**. Cuando se produce la ruptura de la sección del pavimento debido a una reducción en el espesor de la losa (por corte a edad temprana), por una hendidura sobre el concreto fresco, o por una fisura espontánea (debido a un retraso en la ejecución de los cortes o a un incorrecto diseño de la disposición de las juntas), se presenta transmisión de cargas entre los tramos de losa o las losas vecinas, debido a la trabazón de agregados, siempre y cuando la fisura no tenga un ancho superior a un milímetro.

- Este mecanismo de transmisión de cargas es adecuado en pavimentos que cumplan simultáneamente con los requisitos siguientes: la longitud de las losas sea menor que cinco metros y su soporte no sea susceptible de ser sometido al fenómeno de bombeo; además, el número de camiones que se espera que circulen por día sea inferior a 175 en cada carril y que las condiciones climática sean favorables.

WWW.LITECSA.C

Tabla 6.21
Recomendaciones para la selección de los pasadores de carga

Espesor del pavimento	Diámetro del pasador		Longitud total	Separación entre centros
(mm)	(mm)	(pulg.)	(mm)	(mm)
0 - 100	13	1/2	250	300
110 - 130	16	5/8	300	300
140 - 150	19	3/4	350	300
160 - 180	22	7/8	350	300
190 - 200	25	1	350	300
210 - 230	29	1 1/8	400	300
240 - 250	32	1 1/4	450	300
260 - 280	35	1 3/8	450	300
290 - 300	38	1 1/2	500	300

6.3.3 Clases de juntas

Juntas longitudinales. El objetivo básico de estas juntas es el de controlar las fisuras que se pueden presentar en los pavimentos cuando se construyen con anchos superiores a los cinco metros. En nuestro medio, en el cual existe la tradición de construir los pavimentos por carriles, con un ancho cercano a los 3.6 m, las juntas longitudinales son normalmente de construcción. La transmisión de cargas se hace en estos casos por trabazón de agregados, y es usual colocar barras de anclaje que mantengan unidas las caras de las juntas y garanticen su eficiencia.

Las barras de anclaje para cualquier tipo de junta longitudinal que las requiera, se diseñan para resistir la fuerza de tracción generada por la fricción entre la losa del pavimento y la subrasante. La sección transversal de acero por unidad de longitud de junta se puede calcular con base en la siguiente ecuación:

$$AS = \frac{bfw}{fs} \qquad (6.1)$$

COM.EC 2587713

Tabla 6.22
Recomendaciones para la selección de las barras de anclaje

Espesor de losa (cm)	Barras de ϕ9,5 m.m. (3/8")				Barras de ϕ12,7 m.m. (1/2")				Barras de ϕ15,9 m.m. (5/8")			
	Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)		
		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m
Acero de fy = 1.875 kgf/cm² (40.000 Psi)												
15		80	75	65		120	120	120		120	120	120
17,5		70	60	55		120	110	100		120	120	120
20	45	60	55	50	60	105	100	90	70	120	120	120
22,5		55	50	45		55	85	80		120	120	120
25		45	45	40		85	80	70		120	120	120
Acero de fy = 2.800 kgf/cm² (60.000 Psi).												
15		120	110	100		120	120	120		120	120	120
17,5		105	95	85		120	120	120		120	120	120
20	65	90	80	75	85	120	120	120	100	120	120	120
22,5		80	75	65		120	120	120		120	120	120
25		70	65	60		120	115	110		120	120	120

Nota: Cuando se empleen barras de acero liso, las longitudes dadas en la Tabla se multiplicarán por 1,5.

En la cual:

As = Área de acero por unidad de longitud de junta (cm²/m).

b = Distancia entre la junta en consideración y el borde libre del pavimento (m). Corresponde normalmente al ancho de un carril.

f = coeficiente de fricción entre losa y suelo (se toma generalmente como 1.5)

w = peso de la losa por unidad de área (kg/m²).

fs = esfuerzo de trabajo del acero (kg/cm²); normalmente se toma igual a 0.67 f_y, siendo f_y el esfuerzo de cedencia del acero.

Asimismo, la longitud de las barras de anclaje debe ser tal que el esfuerzo de adherencia a cada lado de la junta iguale el esfuerzo de trabajo del acero.

WWW.LITECSA.C

Agregando 7.5 cm para compensar defectos de colocación de la varilla, la longitud total de ésta puede calcularse por medio de la fórmula siguiente:

$$L = \frac{2.A.f_s}{a.p} + 7.5 \qquad (6.2)$$

En la cual:

L = longitud total de la barra de anclaje (cm)

A = área transversal de una barra de anclaje (cm^2)

fs = igual que en la ecuación anterior.

a = esfuerzo de trabajo por adherencia. Para acero corrugado, se permite usar el 10% del valor de la resistencia a compresión del concreto; sin embargo, no debe exceder de 24,6 kg/cm^2.

p = perímetro de una varilla (cm).

La aplicación de las ecuaciones mencionadas (6.1 y 6.2) han permitido presentar la Tabla 6.22.

Juntas transversales. El diseño de las juntas transversales se realiza con el fin de controlar la fisuración del concreto por contracción y alabeo; por lo tanto, el espaciamiento entre ellas debe ser menor que seis metros. Se ha demostrado que cuando la separación se aproxima a 4.5 m, permiten controlar prácticamente todas las fisuras y el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio es mejor. Sin embargo, la expresión de Albert Joisel permite encontrar una separación entre juntas que controlen la fisuración, ella es:

$$L = \frac{3P}{e^2} \qquad (6.3)$$

Donde:

P = Carga máxima (estática) que puede presentarse en una losa (en toneladas).

e = Espesor mínimo de la losa (en cm).

L = Longitud máxima de la losa (en m).

COM.EC 2587713

Juntas de contracción

Son también juntas de alabeo, es decir, controlan las grietas causadas por la retracción del fraguado del concreto y por el alabeo del pavimento. La separación entre juntas varía de acuerdo a los siguientes principios:

- La forma del agregado. Si el agregado es redondeado se puede utilizar menor distancia entre juntas, lo contrario para agregados triturados.
- La composición mineralógica de los agregados. Esta influye en el coeficiente térmico del concreto. En la Tabla 6.23 se presentan los espaciamientos recomendados de acuerdo al tipo de agregado.

Tabla 6.23
Espaciamiento de juntas transversales, según el tipo de agregado empleado en el concreto

Tipo de agregado grueso	Separación máxima entre juntas (m.)
Granito triturado	7.5
Caliza triturada	6.0
Grava calcárea	6.0
Grava silícea	4.5
Grava menor de 19 mm (3/4")	4.5
Escorias	4.5

Nota: Esta tabla es solamente una guía para la selección de espaciamiento apropiado entre juntas de contracción.

La disminución de la fuerza de fricción entre la losa y su apoyo (subbase o subrasante) disminuye también los esfuerzos de tracción ocasionados por la retracción, permitiendo de esta manera aumentar la distancia entre juntas.

En relación con la elección del sistema de transmisión de carga a través de la junta la PCA recomienda:

- En climas severos y en vías con tráfico pesado, recomienda el uso de pasadores de acero para complementar el funcionamiento de la "trabazón de agregados".
- En climas moderados, las vías con tráfico muy pesado requieren también complementar la "trabazón de agregados" con pasadores de acero.

WWW.LITECSA.C

- Para tráfico liviano (calles residenciales, vías secundarias, etc.), la trabazón de agregados funciona eficazmente con juntas espaciadas a 4,50 m.
- En zonas no sometidas a heladas, la colocación de una subbase de suelo-cemento permite construir juntas de contracción sin pasadores, con excelente comportamiento.

Juntas de dilatación

Se recomiendan solamente contra construcciones fijas y en intersecciones asimétricas, siempre que el pavimento no se construya con materiales muy expansivos, la temperatura durante la construcción no sea muy baja y la longitud de las losas no sea muy grande. En la transferencia de cargas se usan varillas lisas lubricadas en una de sus mitades, mitad en cuyo extremo se provee de una capsula para facilitar el movimiento del pasador.

Las dimensiones más comunes de estas varillas son: diámetro de 1/8 del espesor de la losa, 45 cm de longitud y separación entre varillas de 30 cm.

Finalmente se presenta un ejemplo de la distribución de las juntas en la Figura 6.8.

Referencias Bibliográficas

1. CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements.
2. MOPT - LA VIALIDAD LTDA. Criterios y normas para el diseño estructural de carreteras. Métodos para el diseño de espesores para pavimentos rígidos.
3. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Dosificación de mezclas de suelo-cemento, notas Técnicas No. 2.
4. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Diseño estructural de pavimentos de suelo-cemento, Notas Técnicas No. 3.
5. KRAEMER, Carlos. Los pavimentos de Hormigón. Características, tipos y aplicaciones.
6. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Pavimentos de Concreto, Manual de Diseño.

COM.EC 2587713

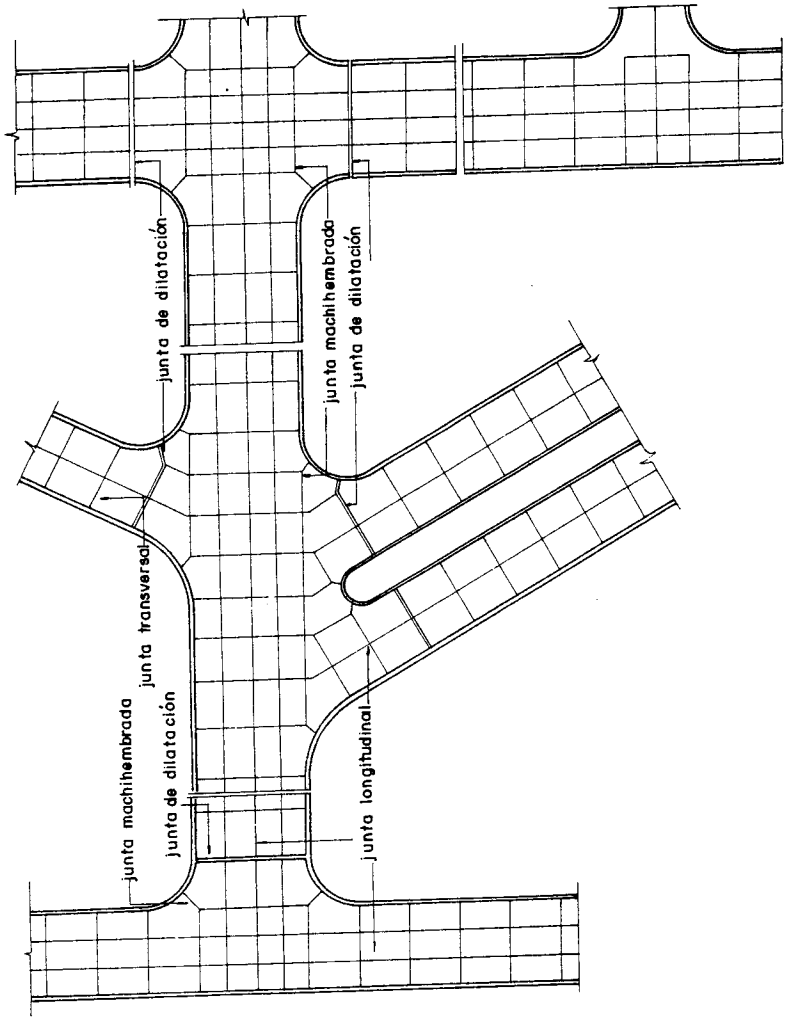


Figura 6.8 – Distribución de juntas en pavimentos rígidos.

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 7

DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE CONCRETO

7.1 INTRODUCCIÓN

Los tipos de pavimento empleados tradicionalmente en Colombia han sido el asfáltico (o flexible) y el de concreto (o rígido).

El primero, aunque de costo inicial relativamente bajo, requiere un adecuado y costoso mantenimiento anual, el segundo requiere una inversión inicial alta, pero su larga vida útil prácticamente exenta de mantenimiento representa un costo anual muy bajo. La ejecución de estos dos tipos de pavimento exige el empleo de equipos especiales de construcción y requiere un control de calidad en la obra más o menos sofisticado.

Por lo anterior resulta explicable el porqué las soluciones convencionales son con frecuencia antieconómicas para cierta clase de obras en nuestro medio: vías de barrios residenciales, calles de pueblos, zonas de parqueaderos, patios de estacionamiento en fábricas, etc., en los cuales normalmente no se disponen de los medios para construir o sostener debidamente un pavimento tradicional. El adoquín de concreto ofrece entonces solución interesante al problema, ya que por ser un elemento fabricado, su calidad se controla en la

COM.EC 2587713

misma planta de donde procede; su colocación no requiere de ningún equipo especial y su conservación es muy económica.

Generalidades

Las investigaciones desarrolladas en la Cement and Concrete Association (Reino Unido) han indicado que un pavimento de adoquines se comporta de manera similar a uno flexible. El diseño de pavimentos nuevos se basa en el método presentado por el TRRL Laboratory Report 1132 "The Structural design of bituminous roads (Diseño estructural de pavimentos bituminosos para vías).

7.2 CASOS ESPECIALES

En la práctica se presentan algunos casos especiales, tal es el caso de tipos de cargas diferentes cuyos efectos se deben tener en cuenta; en particular cuando existe tráfico canalizado, es decir, si todos los vehículos tienen que circular siguiendo el mismo patrón. También en el caso de pavimentos con cargas dinámicas altas como ocurre en los paraderos de buses.

El método sugiere para ambos casos, sin tomar en cuenta el número de ejes que se vayan a tener en realidad, se diseñe el pavimento para soportar un mínimo de 2×10^6 ejes equivalentes de 8.2 toneladas.

De igual forma, se debe tener especial cuidado con aquellos pavimentos que vayan a tener un nivel de supervisión técnica (ensayos, mediciones, interventoría) inferior a la estipulada para construcción de vías. En estos casos se recomienda evitar la utilización de materiales cuyo desempeño depende de su grado de compactación o humedades críticas.

7.3 DISEÑO DE UN PAVIMENTO NUEVO

7.3.1 Evaluación de la subrasante

La capacidad de soporte de la subrasante se determina mediante el ensayo del CBR directamente, o realizando correlaciones con el Indice Plástico.

Si la subrasante puede llegar a saturarse en algún momento durante la vida del pavimento se debe utilizar el valor del CBR en estado saturado y en equilibrio. En el caso de tener suelos finogranulares, el valor de CBR se puede determinar con base en el Indice Plástico, tal como se indica en la Tabla 7.1.

WWW.LITECSA.C

Tabla 7.1
Valores de CBR saturado y en equilibrio, en función del índice plástico

Tipo de suelo	IP	Nivel freático alto						Nivel freático bajo					
		Tipo de construcción						Tipo de construcción					
		Pobre		Promedia		Buena		Pobre		Promedia		Buena	
		D	G	D	G	D	G	D	G	D	G	D	G
Arcilla	70	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,5
	60	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,5	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,5
	50	1,5	2,0	2,0	2,5	2,0	2,5	2,0	2,0	2,0	2,5	2,0	2,5
	40	2,0	2,5	2,5	3,0	2,5	3,0	2,5	2,5	3,0	3,0	3,0	3,5
Arcilla limosa	30	2,5	3,5	3,0	4,0	3,5	5,0	3,0	3,5	4,0	4,0	4,0	6,0
Arcilla arenosa	20	2,5	4,0	4,0	5,0	4,5	7,0	3,0	4,0	5,0	6,0	6,0	8,0
	10	1,5	3,5	3,0	6,0	3,5	7,0	2,5	4,0	4,5	7,0	6,0	<8,0
Limo		1,0	1,0	1,0	1,0	2,0	2,0	1,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Arena (mal gradada)		20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Arena (bien gradada)		40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0
Gravilla arenosa (bien gradada)		60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0

IP: Índice plástico.
D: Pavimento delgado.
G: Pavimento grueso
Nota: Un pavimento grueso (G) es aquel de más de 600 mm de espesor y uno delgado de menos de 300 mm. Los tipos o condiciones de construcción (pobre, promedia y buena) se determinan de acuerdo con el sistema de drenaje colocado durante la construcción).

El diseño del pavimento debe considerar el drenaje de la subrasante, usualmente mediante "Drenes Franceses" de evacuación directa o que descarguen en el sistema de alcantarillado, con pendientes adecuadas.

En aquellas áreas donde el valor de CBR varía, se debe emplear el valor menor que se haya obtenido, o si se hacen diseños para diferentes zonas, se debe usar el valor menor registrado en cada una.

Se pueden remover aquellas zonas que sean muy débiles e ignorar los valores de CBR muy bajos debidos al material removido.

COM.EC 2587713

A la subrasante se le dará el mismo perfil especificado para la superficie de adoquines de manera que al colocar la base y la capa de arena, ambas con un espesor uniforme en todo el área del pavimento, se llegue a las cotas de diseño conservando dicho perfil.

7.3.2 Selección del espesor del pavimento. Período de diseño

El diseño de espesores debe tomar en cuenta el tráfico acumulado que tendrá que soportar el pavimento durante el período de diseño. Dicho tráfico puede evaluarse en términos del "Número de vehículos comerciales por día" (vc/d) o del "Número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas (N)". (Este último expresado en millones).

La Tabla 7.2 muestra la relación existente entre ambos parámetros (vc/d y N) para períodos de diseño de 20 y 40 años, y en cada caso, para un crecimiento del tráfico de 0 y 2%.

Un pavimento de adoquines que supere los 8.000.000 de ejes equivalentes puede requerir que durante su vida útil se reconstruya la capa de rodadura (retirar los adoquines y la capa de arena y volver a colocarlos) debido a la migración o pérdida de parte de dicha capa; pero esto no debe considerarse como falla de la estructura del pavimento.

Elementos del pavimento

Los elementos de la estructura del pavimento de adoquines se indican en la Figura 7.1, pero no todos tienen que estar presentes siempre.

El diseño se debe llevar a cabo de acuerdo al diagrama de flujo que aparece en la Figura 7.2.

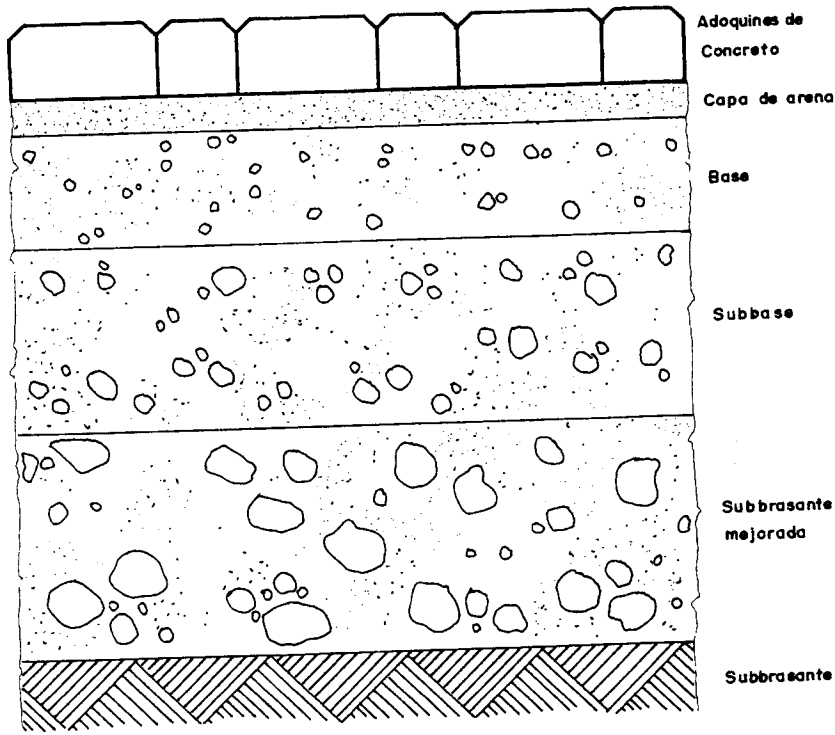
En primer lugar se debe determinar el valor de CBR de la subrasante y la magnitud del tráfico esperado expresado en millones de ejes estándar (mee), tal como se describió anteriormente.

Subrasante mejorada

El espesor de la subrasante mejorada se selecciona teniendo en cuenta el valor de CBR de la subrasante. Para un CBR del 1% el espesor será de 600 mm; si está entre 2 y 4% tendrá un espesor de 350 mm y si es del 8% o más se omitirá esta capa del pavimento.

WWW.LITECSA.C

Figura 7.1 – Estructura típica de un pavimento de adoquines.



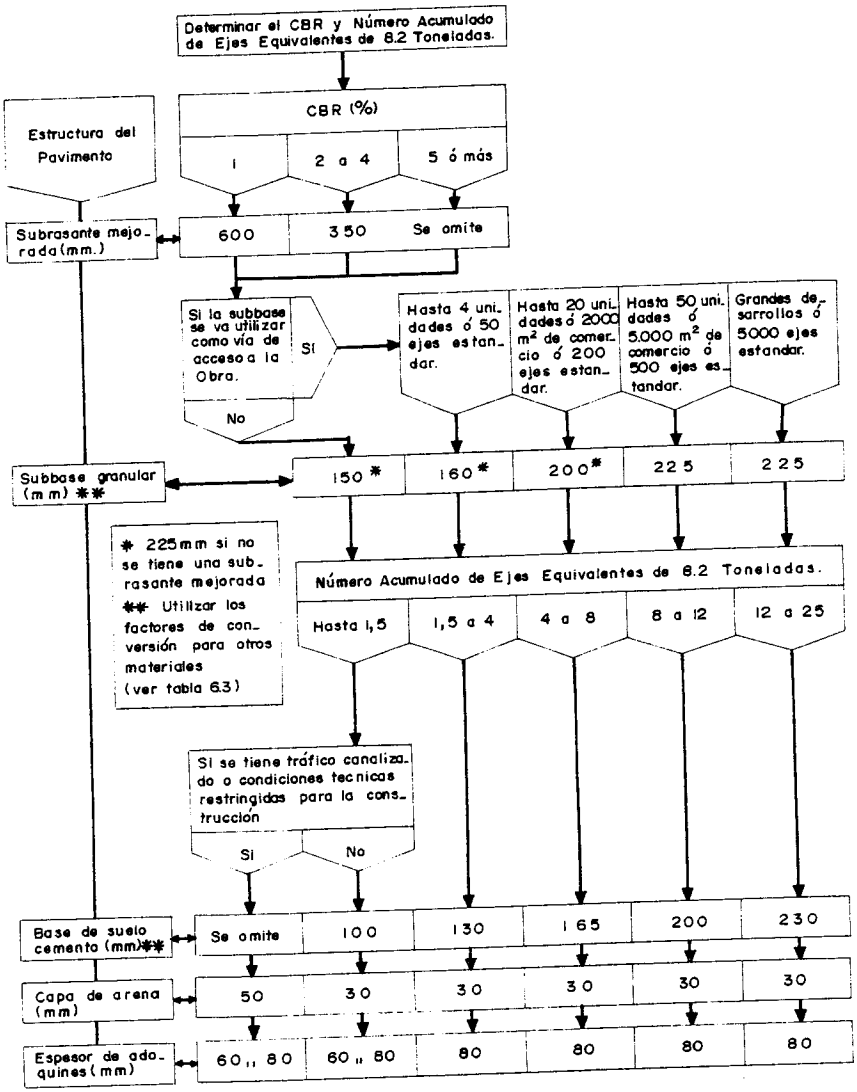
Subbase

Si la subbase no se va a usar como vía de acceso a la construcción de las áreas vecinas al pavimento, su espesor será de 150 mm cuando se haya colocado una subrasante mejorada y de 225 mm si dicha capa se ha omitido.

En caso de que se vaya a usar como vía de acceso a la construcción y se haya colocado una subrasante mejorada, se incrementará el espesor de la subbase de acuerdo con la magnitud del tráfico que circulará directamente sobre ella (como se muestra en la Figura 7.2), según el número de viviendas ó el número equivalente de m² de propiedad industrial o comercial que se vayan a construir.

COM.EC 2587713

Figura 7.2 – Procedimiento de diseño de un pavimento para vías.



WWW.LITECSA.C

Tabla 7.2
Relación entre el "número de vehículos comerciales por día (vc/d)" y el número de ejes equivalentes de 8.2 t (N) para períodos de diseño de 20 y 40 años y ratas de crecimiento del tráfico del 0 y 2%.

vc/d	Tráfico acumulado			
Período de diseño (años)	20		40	
Crecimiento (%)	0	2	0	2
30	0.22	0.27	0.40	0.60
120	0.86	1.00	1.70	2.60
250	1.80	2.20	3.60	5.50
500	3.60	4.40	7.30	11.00
1000	7.20	9.60	14.70	24.30

Nota: Esta Tabla se puede aplicar a pavimentos corrientes en los cuales el tráfico de vehículos comerciales es menor que el 50% del total.

Si se tienen construcciones que no se puedan clasificar en una de estas tres tipologías, se asume que la vía servirá a un gran proyecto y circularán por ella 5.000 ejes estándar; pero siempre se aplicará el criterio profesional para evaluar el tráfico al cual estará sometida la vía.

Durante períodos lluviosos se debe terminar de construir el pavimento, tan pronto como sea posible, para proteger sus capas inferiores. De todas maneras se requiere efectuar trabajos adicionales en la superficie de la subbase, que haya sido usada como vía de acceso a la construcción, antes de colocarse las capas superiores.

Base

La Figura 7.2 muestra los espesores de bases de material estabilizado con cemento y Macadam Denso Bituminoso. Cuando se tenga un tráfico de menos de 30 vc/d o $1,5 \times 10^6$ ejes equivalentes de 8,2 toneladas y el pavimento no corresponda a una de las categorías especiales que se enuncian en el inciso 6,2 no se necesitará colocar una capa de base (tan solo la subrasante mejorada y la subbase).

Capa de arena

Si no se coloca la capa base, la de arena tendrá un espesor de 50 mm. Si se coloca la base, dicho espesor será de 30 mm. Esta diferencia se debe a que a

COM.EC 2587713

la superficie terminada de la base se le exigen unas tolerancias menores que a la subbase.

Adoquines de concreto

Por lo general tendrán un espesor de 60 u 80 mm. En áreas con tráfico muy pesado, particularmente en aquellas con tráfico canalizado o cargas dinámicas, se deberá considerar eventualmente la utilización de adoquines de 100 mm de espesor.

7.4 ESPECIFICACIONES PARA LOS MATERIALES DEL PAVIMENTO

Materiales considerados

En general los materiales para la construcción del pavimento deben cumplir las especificaciones que se relacionan a continuación:

La subbase: Los materiales de subbase deben ser pétreos o granulares y de características uniformes, libres de terrones de arcilla, materia orgánica u otros elementos objetables.

Los materiales deben cumplir con una de las siguientes granulometrias:

Tamiz	Porcentaje que pasa		
	Tipo A	Tipo B	Tipo C
3"	100	-	-
1½"	-	100	-
1"	-	-	100
½"	-	-	-
No. 4	30-70	30-70	40-80
No. 200	0-15	0-15	5-20

El material que pasa por el tamiz No. 40 no debe tener un índice de plasticidad mayor de 6%.

WWW.LITECSA.C

El material de subbase se colocará y extenderá en capas de 10 a 15 cm de espesor, medido después de la compactación.

Se densificará a un mínimo del 95% de la densidad máxima, determinada en el ensayo proctor modificado.

El material no deberá presentar una pérdida en el ensayo de solidez, en sulfato de sodio, mayor del 12%.

El desgaste en la máquina de Los Angeles del material deberá ser como máximo del 50%.

La resistencia medida con el ensayo CBR debe ser mayor de 30%.

La base: Los materiales y la construcción de las bases para pavimentos de adoquines cumplirán con los requisitos establecidos en las normas y especificaciones vigentes sobre construcción de pavimentos, o, en su defecto, con los siguientes requisitos:

Bases de suelo cemento			
Tipo de suelo	**Clasificación unificada**	**Resistencia a la compresión (MPa)**	
		7 días	**28 días**
Arenosos y cascajosos	GW, GC, SW, SC, SP, SM, GP.	2	2.7
Limosos	ML y CL	1.7	2
Arcillosos	MH y CH	1.4	1.7

Bases granulares	
CBR	>80%
Límite líquido (*)	<25%
Indice de Plasticidad (*)	<6
Granulometría - Tamaño máximo - Fracción que pasa al tamiz 74μ (No. 200)	 38,1 mm (1½") Menor que los 2/3 de la fracción que pasa el tamiz. 420μ (No. 40)
Compactación	>97% (Proctor modificado)
Desgaste en la máquina de Los Angeles	<50%
(*) De la fracción que pasa al tamiz No. 40.	

COM.EC 2587713

La base tendrá una densidad uniforme en toda su extensión y profundidad y este requisito se observará de manera especial en las zonas cercanas a las estructuras de confinamiento, sumideros, cajas de inspección, etc., donde el proceso de compactación es más difícil de llevar a cabo.

Tolerancias: La superficie de la base, evaluada con una regla de tres metros sobre una línea que no esté afectada por cambios en pendientes de la vía, no se separará de la regla más de 10 mm (1 cm). Además, cualquier punto de la superficie estará entre + 0 y - 10 mm (1 cm) de la cota de diseño, y el espesor no será menor que el proyectado menos de 5 mm (0,5 cm).

Capa de arena: La arena que se utilice como material de la capa sobre la cual se van a colocar los adoquines, será limpia y tendrá una granulometría continua tal que la totalidad de la arena pase por el Tamiz 3/8" y no más del 5% pase el Tamiz No. 200.

Se recomiendan los siguientes límites dentro de los cuales deberá estar la curva granulométrica.

Tamiz	% que pasa (en peso)		
3/8"	100		
No. 4	90	-	100
No. 8	75	-	100
No. 16	50	-	95
No. 30	25	-	60
No. 50	10	-	30
No. 100	0	-	15
No. 200	0	-	5

La arena se almacenará de tal manera que se pueda manejar sin contaminarla y se deberá proteger de la lluvia para que su contenido de humedad sea lo más uniforme posible.

La capa de arena se colocará con un espesor uniforme en toda el área del pavimento, por lo cual no se podrá utilizar para compensar irregularidades o deficiencias en el nivel de la base.

El espesor suelto de la capa de arena, será tal que, una vez compactado el pavimento, la capa de arena quede con un espesor entre 30 y 50 mm (3 y 5 cm); esto se puede verificar en un pequeño tramo de ensayo.

WWW.LITECSA.C

Si la arena ya colocada sufre algún tipo de compactación se le dará varias pasadas con un rastrillo para devolverle la soltura y se enrasará de nuevo.

No se permitirá colocar adoquines sobre una capa de arena que haya soportado lluvia o escorrentía, lo que implicará tener que levantarla, devolverla a la zona de almacenamiento y reemplazarla por arena uniforme y suelta.

Los Adoquines: La longitud de los adoquines no debe ser mayor de 250 mm y el espesor no será menor de 60 mm y se preferirán dimensiones múltiples de 20 mm así: 60, 80, 100, 120 y 140 mm.

La tolerancia en el espesor será más o menos 3 mm de la medida especificada por el productor.

Las tolerancias en las dimensiones largo y ancho más o menos 2 mm de las medidas especificadas por el productor.

Los adoquines ensayados por flexión, como una viga simplemente apoyada, tendrán un modulo de rotura promedio, para la muestra, no menor de 4,5 MPa (45.9 Kg/cm^2), e individual no menor de 3,6 MPa (36,7 Kg/cm^2).

Los adoquines se colocarán directamente sobre la capa de arena ya enrasada. Se colocarán al tope de manera que las caras laterales generen juntas que no excedan los 5 mm (0,5 cm). *No se nivelarán individualmente.*

En zonas o vías con pendientes bien definidas, la construcción del pavimento y de manera especial la colocación de los adoquines se hará preferencialmente de abajo hacia arriba.

Una vez se haya terminado de colocar los adoquines que quepan enteros dentro de la zona de trabajo, se colocarán ajustes en los espacios que hayan quedado libres contra las estructuras de drenaje o de confinamiento. Dichos ajustes se harán, preferiblemente, partiendo adoquines en piezas con la forma necesaria en cada caso.

Los ajustes de espacios, con un área equivalente a 1/4 o menos de la de un adoquín, se harán, después de la compactación inicial e inmediatamente antes de comenzar el sellado de las juntas, llenándolos con un mortero constituido por una parte de cemento, cuatro de arena y poca agua.

Para la compactación de la capa de adoquines se utilizará una máquina vibrocompactadora de placa (rana).

Cuando se terminen los ajustes con piezas partidas, se procederá de inmediato a la compactación inicial de la capa de adoquines mediante, al menos, dos pasadas, desde diferentes direcciones, de una máquina vibrocompactadora

COM.EC 2587713

de placa. Si no se dispone de este equipo se podrán utilizar rodillos manuales, duplicándose el número de pasadas.

La superficie del pavimento de adoquines ya terminada, evaluada con una regla de tres metros sobre una línea que no esté afectada por cambios en las pendientes de la vía, no se separará de la regla más de 10 mm (1 cm), medidos siempre sobre la superficie de los adoquines, nunca sobre los biseles, ni las juntas.

Sello de arena: La arena que se utilice para sellar las juntas entre adoquines estará tan libre de materia orgánica y contaminantes como se pueda, y tendrá una granulometría continua tal que la totalidad de la arena pase por el tamiz No. 8 y no más del 1% pase el tamiz No. 200.

Se recomiendan los siguientes límites dentro de los cuales deberá estar la curva granulométrica.

Tamiz	% que pasa (en peso)		
No. 8	100		
No. 16	90	-	100
No. 30	60	-	90
No. 50	30	-	60
No. 100	5	-	30
No. 200	0	-	15

En el momento de su utilización, la arena para el sellado de las juntas estará lo suficientemente seca y suelta como para que pueda penetrar, por barrido, dentro de las juntas.

Factores de conversión de materiales (F.C.M)

En la Tabla 7.3 se presentan los factores que permiten hacer conversión de materiales.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento de adoquines para los siguientes datos:

- CBR de la subrasante = 4%.
- Número acumulado de ejes equivalentes de 8,2 toneladas, durante el período de diseño = $1,5 \times 10^6$.
- La subbase no se utilizará como vía de acceso a la obra.

WWW.LITECSA.C

Tabla 7.3
Especificaciones para los materiales del pavimento

Tipo de material	F.C.M
Material estabilizado con cemento, Tipo 1 (suelo-cemento,4.5MPa*)	0.5
Material estabilizado con cemento, Tipo 2 (suelo-cemento,7MPa*)	0.6
Material estabilizado con cemento, Tipo 3 (material granular)	0.7
Material estabilizado con cemento, Tipo 4 (concreto pobre,12 y 18 MPa*)	1.0 y 1.3
Concreto para pavimentos (30 MPa*)	1.7
Macadan bituminoso denso	1.0
Concreto asfáltico compactado en caliente	0.8
Material granular para subbase, Tipo 1, sobre subrasante con CBR>5%	0.3
Material granular para subbase, Tipo 1, sobre subrasante con CBR≤5%	0.2
Material granular para subbase, Tipo 2, sobre subrasante con CBR>5%	0.2
Material granular para subbase, Tipo 2, sobre subrasante con CBR≤5%	0.1
Macadam hidráulico	

* Resistencia a la compresión medida en probetas cúbicas.
F.C.M: Factor de conversión de materiales.

- Se desea que la base se construya en suelo-cemento.

No se espera un tráfico canalizado, ni condiciones técnicas restringidas para la construcción.

Solución:

Con la ayuda de la Figura 7.2, los datos de entrada previstos y siguiendo el diagrama de flujo, de acuerdo a los requerimientos exigidos se obtiene:

1. La subrasante será mejorada en un espesor de 350 mm.
2. La subbase granular será de 150 mm de espesor.
3. La base puede ser: base suelo-cemento = 100 mm.
4. Capa de arena = 30 mm.
5. Espesor de adoquín = 60 u 80 mm.

COM.EC 2587713

Referencias Bibliográficas

1. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Adoquines de Hormigón. Norma ICONTEC 2017.

2. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Diseño de Espesores para Pavimentos de Adoquines de Concreto.

3. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Construcción, Mantenimiento y Reparación de Pavimentos de Adoquines de Concreto.

4. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Seminario Internacional sobre Pavimentos de Adoquines de Concreto.

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 8

MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE PAVIMENTOS

8.1 INTRODUCCIÓN

Es evidente que la calidad de los materiales que conforman una obra vial, es determinante para la selección de la estructura del pavimento más adecuada técnica y económicamente. Por una parte, se considerarán los agregados disponibles en depósitos aluviales y canteras del área. Además de la calidad requerida, en la que se incluye la deseada homogeneidad, hay que atender a las cantidades disponibles, al suministro y al precio, condicionado en gran medida por la distancia de transporte. Por otro lado, se considerarán los materiales básicos de mayor costo como son los ligantes y conglomerantes, principalmente; finalmente se considera la calidad de las mezclas de materiales pétreos y cementantes. En este capítulo se pretende proporcionar las normas y especificaciones básicas de calidad que cubran la totalidad de los materiales que componen un pavimento.

8.2 TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN SIMPLE

El hormigón o concreto simple es una mezcla debidamente dosificada de agregados gruesos (grava), agregados finos (arena), cemento y agua.

Pasta: se llama pasta a la mezcla de cemento y agua.

COM.EC 2587713

Mortero: recibe este nombre la mezcla de cemento, agua y arena.

Hormigón: es la mezcla de cemento, agua, arena y grava.

Hormigón Ciclópeo o Concreto Ciclópeo: es la mezcla de hormigón y piedras de gran tamaño (rajón o cantos rodados)

Hormigón Armado: es el hormigón que tiene varillas de hierro de refuerzo.

8.2.1 El Cemento

De acuerdo con las normas del Instituto Colombiano de Normas Técnicas Icontec, cemento es un material pulverizado que además de cal contiene silice, alúmina y óxido de hierro, y que forma, por adición de una cantidad apropiada de agua, una pasta conglomerante capaz de endurecerse tanto en el agua como en el aire[1].

Existe en el mercado una gran variedad de cementos, de acuerdo con los materiales utilizados para su fabricación y con los usos específicos a que se destinen.

Tecnología

La Tecnología básica de producción de cemento ha sido relativamente estable. En el proceso de producción de clinker se utilizaron inicialmente, hasta principios del siglo, hornos verticales. La introducción de hornos rotatorios horizontales, marcó un paso trascendental en la técnica de cocción de caliza.

En el proceso general de producción de cemento pueden distinguirse básicamente dos modalidades diferentes, según las características de la mezcla con que se alimentan los hornos: "vía húmeda" las materias primas se introducen al horno formando una suspensión acuosa o lodo, y en el proceso de "vía seca" la mezcla de caliza y arcilla se procesa sin adición de agua.

En Colombia casi todas las plantas utilizan el proceso "vía húmeda", pero la tendencia mundial, especialmente después de la crisis del petróleo, es hacia el proceso seco. Se anota sin embargo, que su aplicabilidad depende, entre otras razones, del contenido de humedad y composición química de la materia prima disponible y, lo que es más importante, de los costos de

[1] Se excluyeron las cales hidráulicas, cales aéreas y los yesos.

WWW.LITECSA.C

inversión. La carga térmica por tonelada de cemento en el proceso "vía húmeda" es de 1.300 a 1.600 kilocalorías por kilogramos de clinker, mientras en la vía seca el consumo térmico por kilogramo de clinker es de 900 a 1.100 kilocalorías.

La tecnología básica de fabricación de cemento a nivel internacional es semejante a la utilizada en Colombia. No obstante existen diferencias que hacen más eficiente la producción en otros países, aunque con mayores costos de capital. Tal es el caso, por ejemplo, de la utilización de equipos llamados precalentadores, o precalcinadores, los cuales, aunque representan una inversión inicial alta, pueden ser rentables a largo plazo, por la notable economía de combustible en los hornos.

Proceso productivo

El proceso completo de producción de cemento portland gris comprende las siguientes etapas:

- *Extracción de las materias primas (caliza y arcilla) y transporte hasta la planta.*
- *Adecuación de la materia prima al proceso (molienda).*
- *Alimentación y calcinación de la mezcla en el horno (clinkerización). El producto obtenido en esta parte del proceso se llama clinker.*
- *Molienda de clinkler y adiciones.*
- *Empaque y almacenamiento.*

A continuación se describen los procesos básicos de cemento Portland.

- ***Extracción de las materias primas y transporte hasta la planta***

El proceso de producción de cemento se inicia con la extracción de la piedra caliza y la arcilla, principales materias primas.

Esto se efectúa en canteras o depósitos naturales, los cuales de acuerdo con la dureza o cohesión con que se presenten los materiales y con disposición de los mismos, imponen diferentes sistemas de explotación: desde sencillos taladros manuales hasta complicados sistemas de perforación y voladura.

El material extraído se carga y transporta, por medio de pesada maquinaria, desde la cantera hasta la planta. En ocasiones, especialmente en zonas de topografía quebrada, se utiliza transporte por medio de cables aéreos. También se utiliza el transporte por tubería o pastoducto, que lleva la caliza molida mezclada con un 50% de agua aproximadamente.

- ***Adecuación de la materia prima al proceso***

COM.EC 2587713

- La materia prima que viene de las canteras en trozos con tamaños entre 0.5 y 1m., de diámetro, es reducida por trituración, en dos o tres etapas, hasta trozos con tamaño máximo entre 0.5 y 2 cm.

Se inicia entonces la premezcla de las materias primas (calizas y arcillas).

A manera de información general, puede decirse que los principales compuestos químicos que se encuentran en el cemento Portland son los siguientes:

Cal	CaO	60-67%
Sílice	$Si\ O_2$	17-25%
Alúmina	Al_2O_3	3-8%
Óxido de Hierro	Fe_2O_3	0.5-6.0%
Óxido de Magnesio	MgO	0.1-4.0%
Alcalis		1.2-1.3%
Anhídrido Sulfúrico	SO_3	1-3%

La mezcla efectuada de los depósitos de materia prima triturada se lleva generalmente por transportadores de banda a los molinos giratorios, en los cuales, por medio de bolas o barras metálicas, se continúa la reducción de tamaño iniciada en las trituradoras, hasta diámetros inferiores a 0.5 mm.

Esta es la etapa en la cual se establece la primera gran diferencia entre los dos principales sistemas de producción de cemento: el proceso húmedo y el proceso seco.

En el proceso húmedo (el más utilizado en Colombia), la molienda de las materias primas ya dosificadas se efectúa con adición de agua al molino. Por esta razón, el material resultante de los molinos es un lodo que debe ser manejado por tuberías y homogeneizado (como etapa posterior del proceso) en grandes tanques llamados balsas. En la vía seca la dosificación va precedida del secado de los materiales, y la molienda se efectúa sin adición de agua. De esta manera el material que sale de los molinos es una harina que se deposita en silos especiales, en los cuales se homogeneiza por medio de agitación con aire. En el caso del proceso húmedo, el agua que había sido utilizada para facilitar las labores de molienda y transporte interno debe ser extraída, al menos parcialmente, antes de pasar la pasta a las balsas y la etapa de calcinación. La pasta se deja entonces sedimentar en grandes tanques (espe-

WWW.LITECSA.C

sadores), y el agua se retira por la parte superior, mientras que el lodo espeso sale por el fondo. En ocasiones, aún este lodo contiene exceso de agua, por lo cual debe efectuarse un proceso adicional de filtración. La mezcla de materias primas procedente de los silos de homogeneización o de balsas está lista para pasar a la etapa de calcinación.

- ***Clinkerización o calcinación***

Esta es la fase más importante del proceso, pues es en ella donde ocurren las transformaciones fundamentales que dan orígen al cemento y sus propiedades de conglomerante hidráulico.

La calcinación se efectúa en grandes hornos rotatorios inclinados, en los cuales entra la pasta por el extremo superior y desciende encontrando sucesivamente zonas de mayor temperatura, hasta llegar a la zona final, donde se encuentra la llama, y donde alcanza la máxima temperatura unos 1.450°C. Allí se produce la fusión de varios de los componentes y se forman gránulos de entre 1 y 3 cm de diámetro, que constituyen lo que se conoce como clinker. Ya en los últimos metros del horno, detrás de la llama, el clinker empieza a perder temperatura. Se inicia la etapa de enfriamiento, proceso que se acelera con equipos especiales.

- ***Molienda de clinker y adición del yeso***

Para poder utilizar el cemento en todo su poder conglomerante es necesario que se encuentre en forma de polvo fino, pues sólo así puede efectuarse de modo eficiente la hidratación de sus partículas. Esta finura se obtiene moliendo el clinker en molinos especiales que naturalmente trabajan en seco. En esta etapa se efectúa la adición de pequeños porcentajes de yeso, con el fin de controlar el tiempo de fraguado del cemento.

- ***Empaque y almacenamiento***

El cemento puede ser vendido al consumidor al granel o empacado. Para la venta al granel el cemento es almacenado en silos especiales. El cemento que va a ser empacado se pasa directamente a los equipos ensacadores, y se entregan en bolsas de 50 kilogramos generalmente.

Características del cemento

Hay varias clases de cemento dependiendo del tipo de materias primas utilizadas en su fabricación. Una de las diferentes clases de cemento es el cemento Portland, del cual existen cinco tipos (tipo 1, 2, 3, 4 y 5). Los varios tipos de cemento Portland, se diferencian unos de otros porque en su

COM.EC 2587713

fabricación se utilizan diferentes proporciones de sus componentes, lo que hace que cada tipo tenga características especiales y usos diferentes (por ejemplo hay cementos que desarrollan un fraguado más rápido, otros que son resistentes a las aguas sulfatadas como las del mar, etc.).

Para que el cemento pueda utilizarse en la elaboración de mezclas de hormigón, debe cumplir determinadas características o propiedades cuyos valores deben estar dentro de ciertos límites (los que se denominan especificaciones de calidad).

Las características se hallan por medio de ensayos de laboratorio, algunos de los cuales se verán posteriormente.

Los más importantes son:

En el cemento puro:	Peso específico, Finura.
En la Pasta:	Consistencia normal, Tiempo de fraguado, Expansión al autoclave.
En el mortero:	Resistencia a la compresión, Resistencia a la tensión.

La determinación del peso específico del cemento se requiere como dato para el cálculo de las proporciones de una mezcla de hormigón. Las otras características deben cumplir con los valores de las especificaciones.

Ensayos para determinar las características del cemento

Por medio de ensayos de laboratorio se puede determinar en el cemento:

1. **Características químicas.**
2. **Características físicas.**

1. Características químicas

Se determinan en el cemento puro hallando los componentes químicos (principalmente óxido) mediante ensayos químicos de laboratorio.

WWW.LITECSA.C

La importancia de estas características, estriba en el control de calidad del tipo de cemento respectivo para que no contengan cantidades nocivas de ciertos compuestos químicos; por ejemplo el anhídrido sulfúrico debe ser menor del 5% y el óxido de magnesio menor del 3%. En la Tabla 8.1 se presentan los requisitos químicos del cemento Portland.

Pérdidas al fuego o ensayo de envejecimiento: Es un ensayo muy sencillo catalogado dentro de las propiedades químicas del cemento y que determina si un cemento ha sido almacenado inadecuadamente o si es viejo o si ha sido adulterado.

El ensayo consiste en tomar una pequeña muestra de cemento y colocarla en horno a 1.000°C dentro de un crisol de platino. Se extrae la muestra, se pesa y se calculan las pérdidas en porcentaje, con respecto al peso inicial de la muestra de la siguiente forma:

$$\% \text{ pérdidas al fuego} = \frac{W_i - W_f}{W_i} \times 100 \qquad (8.1)$$

W_i = peso inicial de la muestra.

W_f = peso final de la muestra.

Las pérdidas al fuego deben ser menores del 4%.

2. Características físicas

Se puede determinar en el cemento puro, en la pasta y en el mortero.

- **Características determinadas en el cemento puro:** en el cemento puro se hacen principalmente dos ensayos:

a) ***Peso específico del cemento:***

Este ensayo se hace con el propósito de conocer una de las propiedades mas importantes de cualquier material como es el peso específico que además se utiliza en el cálculo de proporciones de una mezcla de hormigón.

Los elementos de laboratorio que se utilizan en este ensayo son: una balanza analítica, un frasco de le Chatelier, embudo y otros.

La muestra utilizada debe ser representativa del cemento que se va a utilizar en una obra determinada. Se deben pesar 64 gramos.

COM.EC 2587713

Tabla 8.1
Requisitos químicos del cemento Portland

Requisitos químicos	Tipo 1	Tipo 1M	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4(a)	Tipo 5(a)
Dióxido de silicio (SiO_2) mínimo por ciento	...	...	21.0	...	...	...
Oxido de aluminio (Al_2O_3) máximo por ciento	...	...	6.0	...	...	...
Oxido férrico (Fe_2O_3) máximo por ciento	...	...	6.0	...	6.5	...
Oxido de magnesio (MgO) máximo por ciento	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Trióxido de azufre (SO_3) máximo por ciento	3.5	3.5	...	4.5	...	...
Pérdida al fuego, máximo por ciento	...	4.0	3.0	3.0	2.5	3.0
Residuo insoluble, máximo por ciento	...	3.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Silicato tricálcico ($3CaOSiO_2$)b máximo por ciento	...	...	...	...	35.0	...
Silicato dicálcico ($2CaOSiO_2$)b mínimo por ciento	...	...	...	...	40.0	...
Aluminato tricálcico ($3CaOAl_2O_3$)b máximo por ciento	...	...	8.0	15.0c	7.0	5.0
($3CaO.SiO_2$) + ($3CaOAl_2O^3$) máximo por ciento	...	...	58.0d	...	...	...
Ferrialuminato tetracálcico más el doble de aluminio tricálcico b($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$) + 2($3CaO.Al_2O_3$) o solución sólida ($4CaO\ Al_2O_3.Fe_2O_3$ + $2CaOFe_2O_3$) el que sea aplicable, máximo por ciento	...	...	...	...	...	20.0

WWW.LITECSA.C

El procedimiento de ensayo es el siguiente:

Se llena un frasco de Le Chatelier con kerosene o nafta hasta un nivel situado dentro de la escala inferior. Se coloca el frasco durante 10 minutos dentro de un recipiente con agua a la temperatura ambiente, luego se hace una lectura de nivel en cm^3. (Li), se introduce la muestra de cemento y se coloca nuevamente el frasco dentro del recipiente con agua a temperatura ambiente durante 10 minutos y se hace la lectura del nivel final del líquido en cm^3 (lf).

El peso específico del cemento será:

$$P.E = \frac{64\ g}{(lf - li)\ cm^3} \qquad (8.2)$$

El peso específico del cemento se encuentra entre 3.0 y 3.15.

b) *Finura del cemento*

Es muy importante determinarla debido a que entre más fino sea el cemento mayor y más rápida será su hidratación, por lo tanto, se desarrollará mayor resistencia en menor tiempo. En cambio en cementos con granos muy gruesos no se desarrolla toda la resistencia debido a que el agua no alcanza a penetrar totalmente dentro de cada grano. La finura del cemento se puede determinar por medio de métodos directos o indirectos. Dentro de los métodos directos existe el ensayo de tamizado en la malla No. 200 (norma Icontec 226) en donde se pesa el retenido de dicha malla y se expresa en forma de porcentaje respecto al peso total de la muestra utilizada. Algunas normas establecen que el porcentaje retenido en el tamiz No. 200 debe ser menor del 15%.

Los métodos indirectos son los más precisos y por consiguiente los más utilizados. En ellos se determina la superficie específica o el área superficial expresada en cm^2/g. Consiste en medir el área de los granos de cemento y dividirla por el peso de dichos gramos. Entre más fino sea un cemento mayor será su superficie específica. Existen dos aparatos para realizar este ensayo: el turbidímetro de Wagner y el permeámetro de Blaine.

El método de turbidímetro de Wagner se fundamenta en la variación de la turbidez de una suspensión de cemento en un líquido en función del tiempo y la Ley de Stokes, la cual relaciona este tiempo con la sedimentación de las partículas de la sustancia en suspensión.

COM.EC 2587713

Como se trata de estudiar la sedimentación de partículas muy finas, si los cambios de turbidez se miden a un solo nivel, el experimento duraría mucho tiempo. Para evitar este inconveniente, el aparato permite recorrer con un haz de luz todo el tanque de sedimentación desde la superficie libre hasta el fondo del tanque, en esta forma el ensayo solo toma unos pocos minutos.

La calibración del aparato se hace por medio de una muestra normal suministrada por el National Bureau of Standard, la cual trae indicada su superficie específica.

Las normas establecen que la fórmula hallada por el turbidímetro debe ser mayor de 1.600 cm^2/g. El método de Blaine se basa en la medida de la permeabilidad que ofrece una capa de cemento, colocada en determinadas condiciones de compactación, al paso del aire.

La muestra se coloca en forma standarizada en el aparato de Blaine y se determina el tiempo en que un líquido normalizado se demora en pasar por dos marcas intermedias. La superficie específica se calcula mediante la expresión:

$$S = \left[sp/(tp)^{1/2}\right](T)^{1/2} = K(T)^{1/2} \qquad (8.3)$$

S = Superficie específica de la muestra en ensayo (cm^2/g).

Sp = Superficie específica de la muestra patrón (cm^2/g).

T = Tiempo de terminado para la muestra en ensayo (Sg).

Tp = Tiempo de terminado para la muestra patrón (Sg).

K = Constante de calibración del aparato de Blaine.

La superficie específica medida con el permeámetro de Blaine debe ser como mínimo de 2.800 cm^2/g de acuerdo con la norma Icontec 121.

- **Características determinadas en la pasta:** Se hacen principalmente tres ensayos: consistencia normal, tiempo de fraguado y expansión al autoclave.

a) ***Consistencia normal de la pasta:*** Es un ensayo que se hace para preparar pasta normal para los otros dos ensayos. La consistencia normal de la pasta se define como el estado de dureza de la pasta que permite que una aguja de acero de 10 mm de diámetro y 300 g de peso penetre libremente dentro de la pasta en una profundidad entre 9 y 11 mm. En 30 segundos.

WWW.LITECSA.C

Para determinar la consistencia normal se utiliza un aparato de Vicat, un cronómetro y otros elementos. La muestra representativa de cemento es de 500 g y se mezcla con cantidades de agua cada vez mayores para cada prueba en el aparato de Vicat, empezando con un 15% de agua respecto al peso de cemento. La pasta se coloca dentro de un molde tronco-cónico de 70 mm de diámetro mayor, 60 mm de diámetro menor y 40 mm de altura. Se enrasa y se coloca en el aparato de Vicat con la aguja de 10 mm de diámetro, se coloca ésta en contacto con la superficie de la pasta y se suelta para que penetre por su propio peso durante 30 segundos. Este ensayo se repite para porcentajes de agua en la pasta cada vez mayores, hasta conseguir la consistencia normal de la pasta.

En el informe se debe calcular la cantidad de agua, expresada en porcentaje, necesaria para producir la consistencia normal.

b) ***Tiempo de fraguado por Vicat***: Con el porcentaje de agua definido en el ensayo anterior y con 500 g de cemento hacemos una pasta normal, la colocamos dentro del mismo frasco tronco-cónico, del ensayo anterior y se empieza a contabilizar el tiempo. Se coloca la muestra en un cuarto húmedo durante 30 minutos, luego se lleva al aparato de Vicat y se sitúa bajo una aguja de un milimetro de diámetro, que se deja penetrar libremente en la pasta durante 30 segundos, el ensayo se repite cada 10 o 15 minutos hasta el momento en que la aguja penetra 25 mm en 30 segundos tomándose entonces el tiempo transcurrido, el cual expresado en minutos, corresponde al tiempo de fraguado inicial. Según especificaciones, el tiempo de fraguado inicial para un cemento normal debe ser superior a 45 minutos. Este ensayo es importante puesto que el cemento debe empezar a fraguar al cabo de un tiempo suficiente que permita una buena manejabilidad del hormigón para poder mezclarlo, colocarlo en las formaletas y compactarlo sin dificultad.

c) ***Expansión al autoclave***: Es un ensayo que nos controla las cantidades excesivas de compuestos químicos del cemento, de carácter expansivo como el óxido de calcio y el óxido de magnesio, los cuales al hidratarse pueden llevar a la desintegración del concreto.

El ensayo se hace compactando en moldes especiales unas pequeñas vigas de pasta normal de 1" x 1" de sección y 10" de longitud, se dejan fraguar durante 24 horas en un cuarto húmedo, luego que se les quita el molde y se colocan dentro de un autoclave, que consisten en una pequeña caldera de vapor de agua, a una presión de 295 lb/pulg^2, durante 3 horas, al cabo de las cuales se sacan de la autoclave y se calibra su longitud final que por lo general es mayor de la inicial, debido a los compuestos quimicos expansivos.

COM.EC 2587713

La expansión al autoclave se calcula como el porcentaje del alargamiento sufrido por cada viga con respecto a su longitud inicial:

$$\text{Expansión al autoclave (\%)} = \frac{lf - li}{li} \times 100 \qquad (8.4)$$

siendo:

li = longitud inicial en pulgadas.

lf = longitud final en pulgadas.

La expansión al autoclave, es el promedio de varias vigas que deben ser menor del 0.8% para asegurar que el cemento no contenga cantidades perjudiciales de productos químicos expansivos

- **Características del cemento que se determinan en el mortero:** en el mortero se realizan principalmente ensayos de resistencia a compresión y resistencia a tensión.

a) ***Ensayo de resistencia a compresión de mortero:*** para este ensayo se debe preparar un mortero patrón y con él compactar unas briquetas cúbicas de 2" de arista dentro de moldes especiales y mediante un proceso de compactación normalizado con un compactador de madera de sección rectangular de 13 x 26 mm y una longitud aproximada de 140 mm.

El mortero patrón se prepara con los siguientes materiales:

Arena Patrón de Otawa o del Guamo, utilizándose para este caso la fracción que pasa por el tamiz No. 30 y retenida en el No. 100. Cemento del que se vaya a utilizar en la obra. Las proporciones en peso seco de estos dos materiales son: 1:2,75; es decir una parte en peso de cemento y 2,75 partes en peso seco de arena.

El agua debe ser destilada o potable y su cantidad para la preparación del mortero, se determina mediante un ensayo de fluidez del mortero en la tabla de flujo. Este ensayo consisten en preparar el mortero con los materiales indicados y agregando agua en cantidades cada vez mayores. Se compacta dentro de un molde tronco-cónico de 4" de diámetro mayor, 1 3/4" de diámetro menor y 2" de altura, para cada cantidad de agua agregada hasta obtener la condición requerida.

La tabla de flujo consiste en una plataforma o mesa circular, de acero, montada sobre un árbol perpendicular. Al ser accionado el árbol por una

WWW.LITECSA.C

excéntrica, se levanta la mesa y cae sobre su base. Para hallar la fluidez del mortero patrón se sitúa el molde tronco-cónico sobre la mesa de flujo, se coloca y compacta el mortero dentro de él, se quita el molde y se dan 25 golpes en 15 segundos, accionando la mesa de flujo. La condición de fluidez para el mortero patrón, se obtiene cuando el mortero ha tenido un aumento de diámetro entre 100 y 115% respecto al diámetro inicial de su base.

$$\% \text{ de fluidez} = \frac{(\text{diámetro promedio después del ensayo} - 4")}{4"} \times 100 \qquad (8.5)$$

Por esta condición se mide la cantidad (o porcentaje) de agua agregado y con ella se prepara el mortero patrón para el ensayo de resistencia a compresión.

Una vez preparado el mortero patrón, se compacta dentro de los moldes cúbicos de 2" de arista interior. Se deben preparar tres briquetas para cada edad del mortero (3, 7 y 28 días). Luego se colocan dentro de un cuarto húmedo durante 24 horas, al cabo de las cuales se sacan, se les quita los moldes y las briquetas se colocan dentro de un recipiente con agua limpia hasta el momento de efectuar la prueba de resistencia compresión, así por ejemplo, si se va obtener la resistencia y compresión del mortero, a 3 días, deberán colocarse las briquetas 1 día en un cuarto húmedo y dos días dentro del agua.

El ensayo de compresión de los cubos de mortero se hacen en una máquina Universal o en cualquier otra en que la velocidad de aplicación de carga sea constante. Se anota la carga total en Lb observada al momento de fallar cada cubo, se promedia esta carga para las tres briquetas y se calcula la resistencia a compresión para la edad del mortero, dividiendo la carga promedio entre la sección transversal de los cubos, o sea:

$$\text{Resistencia a compresión} = \frac{\text{carga promedio (Lb)}}{4\text{pulg.}^2} \qquad (8.6)$$

Para que el cemento se pueda utilizar con confianza , la resistencia del mortero debe cumplir con ciertos valores, así;

Edad del mortero	**Resistencia a compresión mínima (Lb/pulg.^{2})**
7 días	2.100
28 días	3.500

COM.EC 2587713

b) ***Ensayo de Resistencia a tensión del mortero:*** para este ensayo también debe prepararse un mortero patrón con los siguientes materiales:

Arena patrón de Otawa o del Guamo, fracción que pasa por el tamiz No. 20 y es retenida por el No. 30.

Cemento que se va a utilizar en la obra.

Los materiales anteriores deben mezclarse en una proporción en peso de 1:3.

Agua destilada o potable en un porcentaje en peso con respecto a peso combinado de cemento y arena secos, obtenido en función de porcentaje de agua necesario para pasta normal del mismo cemento; este valor se encuentra tabulado o se puede obtener por medio de la siguiente fórmula:

$$Y = (2/3)\,(P/n + 1) + K \qquad (8.7)$$

en donde:

Y = % de agua para mortero patrón.

P = % de agua para pasta normal.

n = No. de partes de arena a una de cemento (en este caso 3).

K = Constante que depende del tipo de arena. Para la arena de Otawa, la constante, K, es 6,5.

Se prepara el mortero patrón con los materiales descritos y se compactan briquetas que tienen forma de 8 con una sección en la garganta de 1 pulg^2. Luego, se dejan curando en un cuarto húmedo, durante 24 horas, al cabo de las cuales, se desmoldan y se sumergen en agua hasta el momento de realizar la prueba de tensión.

El ensayo de tensión se hace en una máquina especial provista de dos tenazas (una fija y otra móvil), por medio de las cuales se agarra la briqueta. Proporcionando carga del lado de la tenaza móvil, se tensiona la briqueta hasta que se produzca su rotura, en cuyo momento se anota la carga total aplicada en libras. Como en el ensayo de resistencia a compresión, se rompen tres briquetas para una misma edad, la resistencia a tensión se calcula, dividiendo la carga total promedio, sobre el área de la garganta (las briquetas deben romperse por la garganta, de lo contrario habrá que repetir el ensayo).

WWW.LITECSA.C

$$\text{Resistencia a tensión} = \frac{\text{Carga promedio en Lb}}{1\ \text{pulg}^2} \qquad (8.8)$$

También existen valores mínimos especificados para que el cemento se pueda utilizar con confianza.

Edad del mortero	Resistencia a la tensión mínima (Lb/pulg^2)
7 días	275
28 días	350

Los principales requisitos que debe cumplir el cemento en estado puro, en la pasta y en el mortero, se presentan en las Tablas Nos. 8.2, 8.3 y 8.4.

Las proporciones máximas, están expresadas en tanto por ciento de la masa de la muestra desecada.

8.2.2 Características de los agregados

Las principales características de los agregados para hormigón, se determinan mediante los ensayos de laboratorio que se exponen a continuación:

Granulometría

El análisis granulométrico consiste en hacer pasar las partículas del agregado a través de tamices.

La serie general de tamices está elaborada en tal forma que la abertura de un tamiz está en relación 1: $(2)^{1/4}$ con respecto al siguiente tamiz.

En la norma Icontec 174 se presentan las especificaciones granulométricas, tanto para agregado grueso como para agregado fino a utilizar en concretos y en la norma Icontec 2240 la especificación granulométrica de agregado fino a utilizar en morteros. En las Tablas No. 8.5, 8.6 y 8.7 se muestran las especificaciones más utilizadas.

Se recomienda adicionalmente que entre dos mallas consecutivas (de las especificadas anteriormente) no se retenga más del 45% del material y para que la mezcla sea manejable, cohesiva y presente un buen acabado más del 15% debe pasar por la malla No. 50 y más de un 4% por la malla No. 100.

COM.EC 2587713

Tabla 8.2.
Requisitos

	Tipo 1	Tipo 1M	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
Superficie específica por permeabilímetro de Blaine en cm ^{2}/g						
Valor promedio mínimo	2.800	2.800	2.800		2.800	2.800
Valor mínimo para calcular muestra	2.600	2.600	2.600		2.600	2.600
Estabilidad						
Expansión en autoclave, máximo, por ciento	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Tiempo de fraguado (métodos alternados)						
Por agujas Gillmore						
Tiempo inicial en minutos no debe ser menor de	60	60	60	60	60	60
Tiempo final en horas no debe ser mayor de	10	10	10	10	10	10
Por aguja de Vicat						
Tiempo inicial en minutos no debe ser menor de	45	45	45	45	45	45
Tiempo final en horas no debe ser mayor de	10	10	10	10	10	10
Resistencia a la compresión en MPa (Kgf/cm^2)						
La resistencia a la compresión de cubos de mortero hechos en una parte en cemento y 2.75 partes de arena gradada normalizada para este ensayo preparados y probados de acuerdo a la norma Icontec 22 o no deben ser menores de los valores indicados abajo, para cada edad						
1 día				12.4		
				(124)		
3 días	6.5	12.4	10.3	24.1		8.3
	(65)	(124)	(103)	(241)		(83)
7 días	13.0	19.3	17.2		6.9	15.2
	(130)	(193)	(172)		(69)	(152)
28 días	21.0				17.2	20.7
	(210)				(172)	(207)

WWW.LITECSA.C

Tabla 8.3
Requisitos físicos–mecánicos

	Tipo 1	Tipo 1B
Superficie específica por permeabilidad de Blaine en cm^2/g Valor promedio mínimo		
Valor mínimo para cualquier muestra	2.800 2.600	2.800 2.600
Estabilidad Expansión en autoclave, máximo por ciento	0.80	0.80
Tiempo de fraguado (métodos alternados) por agujas Gillmore		
Tiempo inicial en minutos no debe ser menor	60	60
Por agujas Vicat		
Tiempo inicial en minutos no debe ser menor de	45	45
Tiempo final en horas no debe ser mayor de	10	10
Resistencia a la compresión en Kg/cm^2 La resistencia a la compresión de cubos de mortero hechos en 1 parte en cemento y 2.75 partes de arena gradada normalizada para este ensayo preparados y aprobados de acuerdo con la norma Icontec 220 no deben ser menores a los valores indicados abajo, para cada edad		
1 día	...	...
3 días	65	65
7 días	130	145
28 días	210	245
Resistencia a la tensión en Kg/cm^2 La resistencia a la tensión de muestras de mortero hechos de una parte de cemento y 3 partes de arena gradada normalizada para este ensayo, preparadas y aprobadas de acuerdo con la norma Icontec 119, no debe ser menor que los valores indicados abajo para cada edad		
1 día	...	...
3 días	10	11
7 días	19	20
28 días	24	25

COM.EC 2587713

Tabla 8.4
Requisitos químicos

	Tipo1	Tipo 1B
Óxido de magnesio, Mg0 (máximo)	5.0	5.0
Anhídrico sulfúrico, $S0_3$ (máximo)	3.0	3.0
Residuo insoluble (máximo)	2.5	2.5
Hierro, expresado como óxido férrico (máximo)	0.5	0.5

Tabla 8.5
Especificaciones granulométricas para agregado grueso (más utilizadas)

Tamiz	Agregado No. 3 % pasa	Agregado No. 4 % pasa	Agregado No. 5 % pasa
2"	100		
1 1/2"	95-100	100	
1"		95-100	100
3/4"	35-70		90-100
1/2"		25-60	
3/8"	10-30		20-55
No. 4	0-5	0-10	0-10
No. 8		0-5	0-5

Se recomienda adicionalmente que entre dos mallas consecutivas (de las especificadas anteriormente) no se retenga más del 45% del material y para que la mezcla sea manejable, cohesiva y presente un buen acabado más del 15% debe pasar por la malla No. 50 y más de un 4% por la malla No. 100.

Se recomienda adicionalmente que entre dos mallas consecutivas (de las especificadas anteriormente) no se retenga mas del 50% del material y no más del 25% entre las mallas No. 50 y No. 100.

Sin embargo, no siempre es posible que la distribución granulométrica del agregado disponible, cumpla con las especificaciones granulométricas dadas, por lo tanto es aconsejable combinar los agregados disponibles de tal manera que la granulometría resultante garantice un mínimo de vacios, se sugiere tomar como referencia las curvas ideales corregidas propuestas por *fuller* (Tabla 8.8) o *Weymouth* (Tabla 8.9).

WWW.LITECSA.C

Tabla 8.6
Especificaciones granulométricas para agregado fino a utilizar en concreto

Tamiz	Agregado fino % pasa
3/8" (9.51 mm)	100
No. 4 (4.76 mm)	95-100
No. 8 (2.38 mm)	80-100
No. 16 (1.19 mm)	50-85
No. 30 (595 µm)	25-60
No. 50 (297 µm)	10-30
No. 100 (149 µm)	2-10

Tabla 8.7
Especificaciones granulométricas para agregado fino a utilizar en morteros

Tamiz	Arena natural % pasa	Arena manufacturada % pasa
No. 4 (4.76 mm)	100	100
No. 8 (2.38 mm)	95-100	95-100
No. 16 (1.19 mm)	70-100	70-100
No. 30 (595 µm)	40-75	40-75
No. 50 (297 µm)	10-35	20-40
No.100 (149 µm)	2-10	10-25
No. 200 (74 µm)	...	0-10

El tamaño máximo del agregado no debe exceder 1/3 de la menor dimensión de la estructura (1/5, según ACI). En losas y pavimentos no debe exceder 1/3 de su espesor. No debe ser mayor a 3/4 de la separación mínima entre varillas de refuerzo.

COM.EC 2587713

Tabla 8.8 Gradaciones ideales corregidas de agregados para concreto (% que pasa por cada tamiz)					
Fuller					
Tamaño máximo (mm)					
Tamiz					
(Pulg)	76.1	50.8	38.1	25.4	19.1
3"	100.0				
2"	81.0	100.0			
1 1/2"	69.8	86.0	100.0		
1"	56.5	69.6	80.8	100.0	
3/4"	48.5	59.7	69.4	85.8	100.0
3/8"	33.4	41.1	47.8	59.0	68.8
No. 4	22.7	27.9	32.5	40.1	46.8
No. 8	15.2	18.6	21.6	26.7	31.2
No. 16	9.8	12.0	14.0	17.1	20.1
No. 30	6.0	7.3	8.6	10.5	12.4
No. 50	3.3	4.1	4.7	5.7	6.8
No.100	1.4	1.7	2.0	2.4	2.8

Forma y textura superficial

La presencia de partículas alargadas o aplanadas puede afectar la trabajabilidad, la resistencia y la durabilidad de las mezclas de hormigón, porque tienden a orientarse en un solo plano, lo cual dificulta la manejabilidad; además debajo de las partículas se forman vacíos con aire por la acumulación de agua bajo éstas durante el mezclado perjudicando las propiedades de la mezcla endurecida.

De otra parte, la textura superficial de las partículas del agregado influyen en la manejabilidad y la adherencia entre la pasta y el agregado, por tanto, afecta la resistencia, (en especial la resistencia a la flexión). La norma Icontec 174 limita la cantidad total de partículas alargadas y aplanadas presente en el

WWW.LITECSA.C

agregado a máximo el 50%, sin embargo el ICPC recomienda que la cantidad total de éstas partículas no debe ser mayor al 15%

Tabla 8.9
Gradaciones ideales corregidas de agregados para concreto
(% que pasa por cada tamiz)

Weymouth					
Tamaño máximo (mm)					
Tamiz					
(Pulg)	76.1	50.8	38.1	25.4	19.1
3"	100				
2"		100			
1 1/2"	80.5	91.2	100		
1"				100	
3/4"	61.7	70.9	78.1	89.8	100
3/8"	46.0	53.2	59.0	68.2	76.2
No. 4	34.3	39.5	43.9	51.1	57.0
No. 8	25.0	28.9	31.9	37.0	41.2
No. 16	17.3	20.0	22.2	25.8	28.6
No. 30	11.2	12.9	14.2	16.6	18.4
No. 50	6.2	7.0	7.2	9.3	10.0
No. 100	2.1	2.4	2.7	3.1	3.4

- **Partícula alargada:** es aquella cuya relación entre la longitud y el ancho es mayor de 1.5.
- **Partícula plana:** es aquella cuya relación entre el espesor y el ancho es menor de 0.5

Ensayo de colorimetría

Un ensayo que permite determinar las cantidades perjudiciales de materia orgánica en la arena, de gran importancia para el hormigón, debido a que la materia orgánica en ciertas cantidades disminuye en forma apreciable la resistencia del concreto.

COM.EC 2587713

La prueba de laboratorio se denomina por medio del ensayo colorimétrico y en términos generales consiste en tomar una muestra representativa de la arena en estado natural, se coloca en una probeta de vidrio hasta ocupar 1/3 de su altura, luego se completan los 2/3 restante con una solución de hidróxido de sodio al 3% y se tapa la probeta, se agita y se deja en reposo durante 24 horas. Al cabo de este tiempo se compara el color de esta solución, con el color de una solución patrón preparada con anterioridad. Si el color es más oscuro que el de la solución patrón se presume que la arena puede contener cantidades perjudiciales de materia orgánica. Sin embargo, no se puede asegurar rotundamente pues el color puede ser debido a otras sustancias que no son perjudiciales para el hormigón y por lo tanto este solo ensayo no es suficiente para rechazar la arena. Para poderlo hacer se debe preparar un mortero con arena en su estado natural y otra con arena tratada (lavando la arena con solución de hidróxido de sodio y agua destilada hasta que al hacer el ensayo colorimétrico, la solución del ensayo de color menos oscuro que la solución patrón, cada uno de estos morteros se prepara en la misma forma que el mortero para resistencia a compresión).

Con cada uno de los morteros se preparan 3 cubos de 2" de arista y se dejan curando 28 días al cabo de los cuales se prueban a compresión y se determina su resistencia.

Si la resistencia a compresión a 28 días del mortero con arena sin tratar es menor que el 95% de la resistencia a compresión a 28 días del mortero con la arena tratada, no se podrá utilizar la arena en su estado natural, en caso contrario, la arena se podrá utilizar sin temor.

Densidad

Las partículas del agregado están conformadas por masa del agregado, vacíos que se comunican con la superficie llamados poros permeables o saturables y vacíos que no se comunican con la superficie, es decir que quedan en el interior del agregado, llamados poros impermeables o no saturables; de acuerdo con lo anterior tenemos 3 densidades a saber:

- ***Densidad real:*** masa promedio de la unidad de volumen de las partículas del agregado, excluyendo sus poros permeables o saturables y los no saturables o impermeables.
- ***Densidad nominal***: masa promedio de la unidad de volumen de las partículas del agregado, excluyendo únicamente los poros permeables o saturables.

WWW.LITECSA.C

- ***Densidad aparente:*** masa promedio de la unidad de volumen de las partículas del agregado, incluyendo tanto poros permeables o saturables como poros impermeables o no saturables (volumen aparente o absoluto).

Si la masa de agregado se determina con material seco tendríamos densidad aparente seca, pero si la masa del agregado se determina con material saturado y superficialmente seco (S.S.S.), tendríamos densidad aparente saturada.

De los tres tipos de densidades antes definidas, la *densidad aparente,* es la que se emplea en el cálculo de mezclas, porque se parte que el material primero se satura, es decir, todos los poros permeables de cada partícula quedan llenos de agua y el agua adicional a este estado (agua libre) es la que reacciona con el cemento, si la densidad del agregado que se toma en el diseño es la aparente saturada las masas que se calculen del agregado serán masas saturadas, pero si se toma para dosificación de mezclas, la densidad aparente seca las masas que se determinen del agregado serán masas secas.

La densidad aparente del agregado grueso se determina de acuerdo con la norma Icontec 176; el ensayo consiste en tomar una muestra del agregado en estado S.S.S (saturado y superficialmente seco), se pesa en el aire y sumergido en el agua, luego se pone a secar hasta peso constante, por diferencia de pesos y con base en volumen desalojado se calcula la densidad aparente.

La densidad aparente del agregado fino se halla de acuerdo con la norma Icontec 237, el ensayo consiste en tomar cierta cantidad de material en estado S.S.S., se coloca en un matráz (o probeta) con agua y se pesa , luego se pone a secar a peso constante, por diferencia de pesos y con base en el volumen desalojado se determina la densidad aparente.

La densidad aparente no es una medida de la calidad del agregado, sin embargo una densidad baja puede indicar un agregado de estructura porosa, de mala calidad, la mayor parte de los agregados de peso normal tienen una densidad que varía generalmente entre 2,4 y 2,8 kg/dm^3.

Absorción y humedad

La absorción (porcentaje de agua necesaria para saturar los agregados o el hormigón expresada con respecto a la masa de los materiales secos) y la humedad deben determinarse de acuerdo con las normas Icontec 176, 237 y 1776, de manera que la cantidad de los materiales en la mezcla pueda controlarse y se establezca los pesos correctos de cada uno de ellos.

COM.EC 2587713

La estructura interna de las partículas de un agregado está conformada por materia sólida y por poros o huecos los cuales pueden contener agua o no. Las condiciones de humedad en que se puede encontrar un agregado serán:

- ***Seco:*** ningún poro con agua.
- ***Húmedo no saturado***: algunos poros permeables con agua.
- ***Saturado y superficialmente seco (S.S.S):*** todos los poros permeables llenos de agua y el material seco en la superficie.
- ***Húmedo sobresaturado:*** todos los poros permeables contiene agua y además el material tiene agua en la superficie (agua libre).

Dependiendo de las condiciones de humedad que tenga el agregado, puede quitar o aportar agua a la mezcla (porque se considera que el agregado se satura y el agua libre es la que reacciona con el cemento). Si la humedad del agregado es mayor que la absorción el material tiene agua libre y está aportando agua a la mezcla; pero si por el contrario la humedad del agregado le va quitar agua a la mezcla para saturarse. Esto es importante para poder definir la cantidad de agua de mezcla y no alterar la relación agua-cemento.

De otra parte, el agregado fino aumenta de volumen cuando está húmedo, la humedad superficial mantiene separadas las partículas produciendo el aumento de volumen conocido como "hinchamiento o expansión del agregado fino". La expansión varía con la humedad y con la granulometría, las arenas finas se expanden más que las gruesas para una humedad dada; la expansión es baja para humedades bajas (cercanas a 0%) o humedades altas (mayores al 15%) y el hinchamiento es alto (algunas veces hasta un 40%) para humedades intermedias (entre 4 y 8%). Como la mayor parte de las arenas se entregan húmedas puede ocurrir grandes variaciones en las cantidades de las mezclas si se hacen de acuerdo con el volumen (volumen suelto); por esta razón no se recomienda la dosificación por volumen.

Masa unitaria

La masa unitaria de un material es la masa del material necesaria para llenar un recipiente de volumen unitario. En la masa unitaria además del volumen de las partículas del agregado se tiene en cuenta los vacíos que hay entre partículas.

La masa unitaria puede determinarse compactada o suelta; la masa unitaria compactada se emplea en algunos métodos de dosificación de mezclas y la masa unitaria suelta sirve para estimar la cantidad de agregados a comprar si

WWW.LITECSA.C

estos se venden por volumen (volumen suelo) como ocurre comunmente la masa unitaria se determina de acuerdo con la norma Icontec 92 y su valor para agregados normales varía generalmente entre 1.30 y 1.80 kg/dm^3, siendo mayor para un mismo material el valor de la masa unitaria compactada.

El ensayo consiste en llenar un recipiente normalizado en forma estandarizada; la masa unitaria se determina como el cociente entre la masa del agregado que contiene el recipiente y el volumen del recipiente. Si el recipiente se llena dejando caer libremente el material desde una altura no mayor de 5 cm por encima de su borde, la masa unitaria determinada es suelta; pero si el llenado se realiza en 3 capas, compactando el material, la masa unitaria será compactada. El método de compactación puede ser vibrado proporcionando 50 caídas normalizadas del recipiente por capa y se emplea para agregados de tamaño máximo entre 38 y 100 mm - 1 1/2" y 4"; o apisonado dando 25 golpes estándar por capa, para agregados de tamaño máximo menos o igual a 38 mm - 1 1/2".

Resistencia

La resistencia al desgaste de un agregado se usa con frecuencia como indicador general de la calidad del agregado; esta característica es esencial cuando el agregado se va usar en concreto sujeto a desgaste como en el caso de los pavimentos rígidos. El método de prueba más común es el ensayo en la máquina de los Angeles (norma Icontec 93 y 98); la prueba consiste en colocar una muestra del material con la carga abrasiva dentro de un tambor de acero y poner a girar la máquina (30 a 33 r.p.m.) un cierto número de revoluciones (la carga abrasiva y el número de revoluciones depende de la granulometría del material); luego se retira el material de la máquina, se lava sobre el tamiz No. 12 (1,68 mm), el material retenido se pone a secar hasta peso constante y se pesa. Las especificaciones limitan el porcentaje de desgaste a máximo 40%.

$$\text{Porcentaje de desgaste} = \frac{Pa - Pb}{Pa} \times 100 \qquad (8.9)$$

Pa = Peso de la muestra seca antes del ensayo (g).

Pb = Peso de la muestra seca retenida en el tamiz No. 12 (g).

La resistencia a la acción del clima, es decir al intemperismo de las partículas del agregado, se han tratado de determinar con el ensayo de solidez o sanidad (norma Icontec 126), aunque esta prueba no es representativa para climas

COM.EC 2587713

tropicales al ensayo se emplea ampliamente. El ensayo consiste en sumergir una muestra del material en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio (preparada de acuerdo con la norma), el material se deja sumergido durante un período de 16 a 18 horas, teniendo la precaución que la superficie de la solución quede 15 mm por lo menos por encima de la muestra. Posteriormente se retira la muestra y se deja la solución escurrir durante 15 minutos, luego se pone a secar hasta peso constante. Todo este proceso se denomina un cliclo a los agregados para concretos o morteros las especificaciones exigen 5 ciclos y las pérdidas máximas permitidas, ponderadas de acuerdo con la granulometría del material son las siguientes:

- Agregado fino: sulfato de sodio — pérdida máxima = 10%.
  sulfato de magnesio — pérdida máxima = 15%.

- Agregado grueso: sulfato de sodio — pérdida máxima = 12%.
  sulfato de magnesio — pérdida máxima = 18%.

La dureza de las partículas del agregado influye en la resistencia del concreto, si el material está compuesto por una cantidad apreciable de partículas blandas la resistencia del hormigón se verá afectada desfavorablemente. La dureza de las partículas del agregado grueso se determina con el ensayo de rayado (norma Icontec 183); el cual consiste en someter cada partícula del agregado grueso, de acuerdo con la cantidad mínima de la muestra especificada, a un rayado con una aguja de bronce de diámetro 1,59 mm aplicando una fuerza de 1kg. Las partículas se consideran blandas si durante el rayado se forma en ellas una ranura sin desprendimiento de metal de la aguja o si se separan partículas de la masa rocosa. La cantidad de partículas blandas presentes en el agregado grueso debe ser como máximo 5,0%.

Sustancias perjudiciales

La sustancias perjudiciales que pueden estar presenten en los agregados son: suelo fino (limos o arcillas), impurezas orgánicas (material vegetal en descomposición), carbón de piedra, lignito y partículas livianas o blandas. La mayor parte de las especificaciones limitan las cantidades permisibles de estas sustancias.

Suelo fino

El suelo fino (material que pasa el tamiz No. 200 - 74 µm) puede estar presente como polvo o puede estar recubriendo las partículas del agregado, aún cuando delgadas capas de limo o arcilla cubran las partículas, puede haber

WWW.LITECSA.C

peligro porque debilitan la adherencia entre la pasta de cemento y las partículas de agregado, perjudicando la resistencia y la durabilidad de las mezclas. Si están presentes algunos tipos de limos y arcillas en cantidades excesivas, el agua necesaria en la mezcla puede aumentar considerablemente.

La cantidad de suelo fino presente en el agregado se puede determinar por el método de lavado (Norma Icontec 78); el ensayo consiste en tomar el material seco hasta peso constante, lo colocamos en un recipiente y agregamos agua limpia de tal forma que todo el material quede recubierto, se agita la muestra enérgicamente para que el suelo fino quede en suspensión en el agua, luego se hace pasar el agua a través del tamiz No. 200 (74 µm). Se repite la operación el suficiente número de veces hasta que el agua salga limpia, posteriormente se seca el material que quedó en el recipiente más el que retuvo el tamiz y se pesa.

$$A = \frac{B-C}{B} \times 100 \qquad (8.10)$$

A = Material que pasa el tamiz No. 200 - 74 µm
B = Peso seco del material antes del ensayo (g)
C = Peso seco del material después del ensayo (g)

Las especificaciones limitan el contenido de suelo fino a los siguientes valores:

- Agregado fino
  A < 3.0% — para concreto sujeto a desgaste.
  A < 5.0% — para cualquier otro caso (incluyendo morteros).

En el caso de arena manufacturada los límites pueden aumentarse a 5% y 7% respectivamente.

- Agregado grueso
  A < 1.0% — para cualquier caso
  A < 1.5% — para triturado

Una prueba muy empleada para determinar la cantidad de suelo fino presente en el agregado fino es el ensayo de "equivalente de arena" (norma INV Designación E 133), el cual consiste en vertir una solución de trabajo (solución Stock de cloruro de calcio diluida en agua), preparada de acuerdo a la especificación, en un recipiente cilíndrico estandarizado hasta una altura de 4 pulg. Luego se coloca una cantidad determinada de arena (pasante del tamiz No. 4 - 4.76 mm) secada en el horno hasta peso constante y se deja en reposo 10 minutos, se tapa el cilíndro y se agita vigorosamente dando 90 ciclos en 30 segundos, después se quita el tapón del cilindro y se lavan las paredes con

COM.EC 2587713

solución de trabajo hasta completar una altura de 15 pulg., y se deja en reposo 20 minutos, se determina los niveles superiores de arcilla y arena

$$\text{Equiv. Arena} = \frac{\text{Lect. Nivel superior de la arena}}{\text{Lect. Nivel superior de la arcilla}} \times 100 \qquad (8.11)$$

Se recomienda que el agregado fino tenga un equivalente de arena mínimo del 70%.

Impurezas orgánicas

La materia orgánica suele consistir por lo general en productos de la descomposición de materia vegetal (sobre todo ácido tánico y sus derivados) y se manifiesta en forma de humus o margas orgánicas. La materia orgánica puede interferir las reacciones químicas de hidratación, retrasan el fraguado y el endurecimiento del concreto, en algunos casos descomponerse produciendo deterioro afectando la durabilidad del hormigón. El azúcar puede impedir el fraguado del cemento durante algunos días. Las impurezas orgánicas pueden afectar la adherencia pasta agregado disminuyendo la resistencia.

Partículas deleznables

El carbón de piedra o lignito, terrones de arcilla u otros materiales que se desmoronan fácilmente afectan la resistencia y la durabilidad del concreto; si estas impurezas están cerca de la superficie pueden reventarse, desintegrarse, o producir manchas.

La cantidad de partículas deleznables o terrones de arcilla presentes en los agregados se determinan de acuerdo con la norma Icontec 589 y la prueba consisten en colocar el material (de acuerdo a las fracciones especificadas por la norma) en un recipiente, se cubre con agua pura 24 horas; las partículas que puedan desmenuzarse con los dedos hasta reducirlas a material fino se consideran partículas deleznables o terrones de arcilla. La especificación permite como máximo de partículas deleznables y terrones de arcilla en el agregado fino tanto para morteros como para concretos 1.0% y para agregado grueso 0.25%.

Partículas livianas

Las partículas livianas afectan la resistencia y la durabilidad del concreto así como la manejabilidad de las mezclas y pueden producir concretos de mala apariencia.

WWW.LITECSA.C

La cantidad de partículas livianas que contengan el agregado se determinan de acuerdo con la norma Icontec 130, el material se coloca en un recipiente con un líquido pesado de densidad 2.00 g/cm^3 cuyo volumen mínimo debe ser 3 veces el del agregado, se agita vigorosamente para que las partículas livianas floten luego se vierte cuidadosamente el líquido en un segundo recipiente pasándolo previamente por un colador; se debe tener la precaución que solamente las partículas que floten sean las retenidas por el colador. Se repite la operación devolviendo el líquido que ha pasado el colador al recipiente inicial, se agita enérgicamente y se vuelve a hacer pasar a través del colador hasta que se note que no haya partículas que floten en el líquido; posteriormente se lavan las partículas retenidas en el colador con tetracloruro de carbono hasta remover de ellas el líquido pesado, se dejan secar y se pesan. La cantidad permitida de partículas livianas es:

- Morteros
  Porcentaje máximo permisible en el agregado fino = 0.5%.

- Concretos
  Los porcentajes máximos permisibles tanto para agregado fino como para agregado grueso son: 0.5% cuando es importante la apariencia de la superficie del concreto y 1.0% para cualquier otro caso.

Partículas blandas

Las partículas blandas son perjudiciales porque afectan la resistencia y durabilidad del concreto y pueden producir reventones, si son quebradizas pueden romperse durante el mezclado y aumentar por tanto la demanda de agua para una misma manejabilidad. La cantidad de partículas blandas se determina mediante el ensayo de dureza al rayado (norma Icontec 183), visto anteriormente.

Características químicas

La mayoría de los agregados son inertes, sin embargo se han observado reacciones entre agregado y pasta de cemento (algunas dañinas).

La reacción alcali-agregado es una reacción desfavorable porque origina esfuerzos de tensión dentro de la masa endurecida del mortero o del concreto; dichos esfuerzos pueden causar fallas en la estructura debido a que la resistencia a la tensión del mortero o del concreto es baja, del orden de un 10% de su resistencia a la compresión.

COM.EC 2587713

La reacción más común se produce entre los óxidos de Silice ($Si0_2$) en sus formas inestables y los óxidos alcalinos de la pasta de cemento (Na_20 y K_20). Esta reacción que es de tipo sólido-líquido produce un gel inchable que ocasiona un aumento de volumen a medida que absorve agua, la cual produce presiones internas en el concreto que conducen a la expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento, esto se conoce como la reación alcali-sílice.

Cuando se presuma que los agregados contienen sílice inestable activo (estado vítreo, criptocristalino, microcristalino y amorfo), debe tenerse en cuenta este fenómeno. Las rocas que por lo general contienen sílice activo son:

- Rocas silicosas como perdernal (con ópalo y/o calcedonia).
- Calizas y dolomitas silíceas.
- Rocas volcánica ácidas e intermedias (como vidrio volcánico) como las riolitas, lutitas, dacitas, andesitas y sus respectivas tobas.
- Algunas formas de cuarzo criptocristalino, microcristalino o cristalino intensamente deformado.

Para detectar la presencia de sílice activo se deben efectuar los ensayos de reactividad potencial por el método químico descrito en las normas Icontec 175 o la prueba de expansión del mortero (expansión a la autoclave) descrita en la norma ASTMC-227, además de un análisis petrográfico de acuerdo a la norma ASTMC-295.

Mejoramiento de agregados

Consiste en la mejora de la calidad de los agregados mediante la remoción de las sustancias perjudiciales. Algunos de los procesos que se usan son tamizado, lavado, trituración y separación en medios pesados.

El tamizado se emplea generalmente para eliminar particulas de tamaños indeseables ya sea muy grandes, muy pequeñas o intermedias; mediante el tamizado podemos producir la gradación deseada.

El lavado se hace para eliminar materia orgánica o suelo fino ya sea presente en polvo, adherido a los agregados o en forma de terrones. Por lavado también podemos eliminar exceso de arena muy fina.

La trituración puede usarse para reducir la cantidad de partículas blandas presente en el agregado o para disminuir el tamaño de algunas partículas y hacerlas utilizables.

WWW.LITECSA.C

La separación en medios pesados se emplea para eliminar sustancias perjudiciales cuya densidad es significativamente menor que la densidad del material de buena calidad.

Desafortunadamente con cualquier proceso se pierde algo de material aceptable y la eliminación de partículas perjudiciales puede ser difícil o costosa.

Manejo y almacenamiento de agregados

Los agregados deben manejarse y almacenarse de manera que sea mínima la segregación (separación del material en fracciones) y se evite la contaminación con sustancias perjudiciales. A continuación se enumeran algunas recomendaciones a seguir en el almacenamiento de agregados:

- El acopio de agregados debe mantenerse al mínimo por cuanto aún bajo condiciones ideales los finos tienden a acumularse. Cuando es necesario acumular el material pétreo deben tomarse precausiones para evitar la segregación y la contaminación con finos.
- Sobre los acopios no deben operarse volquetas, bulldozers, u otros vehículos, porque ellos además de producir la ruptura de agregados dejan tierra sobre los depósitos.
- Los acopios deben hacerse sobre superficies duras para evitar la contaminación del material con el fondo.
- El traslape en el acopio de los diferentes tamaños de partículas de agregados debe evitarse mediante muros apropiados o amplios espacios entre los montones.
- No debe permitirse que el viento separe los agregados finos secos, y los depósitos no deben contaminarse oscilando cucharones o cangilones sobre los diferentes tamaños de agregados almacenados en acopios.
- Las tolvas de agregados deben mantenerse tan llenas como sea práctico, para reducir al mínimo el fracturamiento de partículas y los cambios de granulometría al extraer los materiales.

8.2.3 El agua de mezclado

En general se recomienda, que el agua sea potable y que no tenga un pronunciado olor o sabor puede usarse para mezclas de concreto o mortero. Sin embargo, ésto no es rigurosamente cierto, debido a que dentro del agua potable se pueden encontrar disueltas en altas concentraciones sales, cítricos

COM.EC 2587713

o azúcares entre otros, que pueden ser perjudiciales para el concreto o mortero.

Para verificar la calidad del agua, se acostumbra hacer un ensayo de relación de resistencia sobre cubos de mortero a 7, 28 y 90 días de edad, de manera que se considera que el agua es apta para el concreto si la resistencia de los cubos hechos con el agua cuestionada no es inferior al 90% de la resistencia de los cubos testigo confeccionados con agua destilada. Los cubos del mortero, deben ser hechos de acuerdo a las especificaciones de las normas Icontec-220.

Adicionalmente el ensayo de las aguja de Vicat descrito en la norma Icontec-118, puede dar indicios de impurezas en el agua que eventualmente afecten de manera adversa los tiempos de fraguado del cemento. Un exceso de impureza en el agua de mezclado puede causar además manchas (eflorecencias), o corrosión en el acero de refuerzo de un concreto. Por ello, se deben especificar ciertos límites de cloruros, sulfatos, alcalis y sólidos dentro del agua de mezclado.

Puesto que no es deseable introducir grandes cantidades de sedimentos en el concreto, se ha comprobado que las aguas que contengan menos de 2.000 partes por millón (ppm) de sólidos disueltos, generalmente son satisfactorias para hacer concreto. Aguas que contengan más de 2000 ppm, de sólidos disueltos deben ser ensayadas para determinar sus efectos sobre la resistencia y el fraguado de un concreto. Los efectos de ciertas impurezas en el agua de mezclado sobre la calidad del concreto se explican a continuación:

Carbonatos y bicarbonatos alcalinos

Los carbonatos y bicarbonatos de sodio y potasio tienen diferentes efectos sobre los tiempos de fraguado de los distintos cementos. El carbonato de sodio, puede causar muy rápidos fraguados, los bicarbonatos pueden también acelerar o retardar el fraguado. En altas concentraciones estas sales pueden reducir la resistencia del concreto. Cuando las suma de estas sales disueltas excedan de 1000 ppm los ensayos sobre sus efectos en los tiempos de fraguado y relación de resistencias a 28 días de edad, deben ser efectuados.

Cloruros y sulfatos

Un alto contenido en el agua de mezclado, puede generar corrosión en el acero de un concreto reforzado o en los cables de tensionamiento de un concreto pre-esforzado, debido a que el ion cloro ataca la película de óxido

WWW.LITECSA.C

que se forma en el acero. Como los cloruros se pueden introducir al concreto dentro de cada una de sus componentes por separado (cemento, agregados, agua de mezclado o aditivos) o por exposición a algunas sales o agua de mar, los límites de aceptación de cloruros en el agua de mezclado dependen de la permeabilidad y nivel de exposición del concreto y del nivel de contribución del agua de mezclado en el contenido total de cloruros.

Un alto contenido de sólidos disueltos dentro del agua, generalmente presentan altos contenidos de cloruro de sodio o sulfato de sodio. Concentraciones de 20.000 ppm de cloruro de sodio, son generalmente tolerables en concretos que estarán secos y con bajo potencial de reacciones corrosivas durante su vida útil. Por el contrario, el agua usada en concreto preesforzado no debe presentar concentraciones del ion cloro superiores a 500 ppm y para el caso de concretos con elementos de aluminio embebidos o galvanizados u otros concretos expuestos a humedad ambiente el agua no debe presentar concentraciones superiores a 1000 ppm del ion cloro.

El agua de mezclado que contenga hasta 10000 ppm de sulfato de sodio puede ser usada satisfactoriamente. Si los sulfatos se presentan como SO_4, su cantidad está limitada a 3.000 ppm.

Otras sales comunes

Los carbonatos de calcio y magnesio, no son muy solubles en agua, y estos rara vez se encuentran en concentraciones tales que puedan afectar la resistencia del concreto. Sin embargo, concentraciones superiores a 400 ppm del ion bicarbonato en cualquiera de estas formas es considerado dañino.

Los sulfatos de magnesia, y los cloruros de magnesio, pueden estar presentes en altas concentraciones sin causar efectos dañinos en la resistencia. Buena resistencia han sido obtenidas con concentraciones hasta de 40000 ppm, de cloruro de magnesio. Las concentraciones de sulfatos de magnesio deben ser menores de 25.000 ppm. El cloruro de calcio, es algunas veces utilizado en concreto que no es preesforzado en cantidades hasta del 2% del peso de cemento para acelerar el endurecimiento y la resistencia temprana del concreto.

Sales de hierro

Las aguas naturales, rara vez contienen más de 20 a 30 ppm de hierro; sin embargo algunas aguas ácidas pueden tener grandes cantidades. Las sales de hierro en concentraciones hasta de 40000 ppm usualmente no presentan efectos adversos en la resistencia de un concreto o un mortero.

COM.EC 2587713

Sales inorgánicas

Las sales de manganeso, estaño, zinc, cobre y plomo en el agua de mezclado pueden causar reducciones significativas en la resistencia y grandes variaciones en los tiempos de fraguado. De estas, las sales de zinc, cobre y plomo son muy activas. Otras sales que son bastante activas como retardadoras del fraguado incluyen los yodatos, fosfatos, arcenatos y boratos de sodio. Todas pueden retardar los tiempos de fraguado y afectar el desarrollo de resistencia cuando se presentan en concentraciones por encima del 10% del peso del cemento. Generalmente, concentraciones de estas sales de hasta 500 ppm pueden ser toleradas en el agua de mezclado.

Otra sal que puede deteriorar el concreto el sulfito de sodio, el cual se limita a 100 ppm.

Aguas ácidas

La aceptación del agua de mezclado acida, debe ser basada en la concentración (ppm) de ácidos en el agua. Ocasionalmente, su aceptación es basada en el pH, el cual es una medida de la concentración del ion hidrógeno. El valor del pH es índice de una intensidad por debajo de 7.0 indica acidez y por encima de 7.0 alcalinidad pero no es una buena medida del potencial ácido o básico de reacción del agua. Sin embargo, algunas normas como la del Cuerpo de Ingeniero de los EEUU estipula un valor de pH entre 6.0 y 8.0.

Generalmente, aguas de mezclado que contienen ácido sulfúrico, ácido clorhídrico y otros ácidos inorgánicos comunes en concentraciones tan altas como 10000 ppm no tienen efectos adversos en las resistencia del concreto. Las aguas ácidas con valores de pH por debajo de 3.0 pueden crear problemas de manejo y deben ser evitadas en lo posible.

Aguas alcalinas

Aguas con concentraciones de hidróxido de sodio de 0,5% por peso de cemento (6000 a 10000 ppm) no afectan la resistencia a los fraguados. Sin embargo, más altas concentraciones pueden reducir la resistencia del concreto o mortero.

El hidróxido de potasio en concentraciones por encima del 1,2% por peso del cemento (18000 a 24000 ppm) tiene pequeños efectos sobre el desarrollo de resistencia de algunos cementos, y en otros la puede reducir sustancialmente.

WWW.LITECSA.C

Agua con azúcar

El azúcar en pequeñas cantidades como 0.03% a 0.15% por peso de cemento, generalmente retarda el fraguado del cemento, de acuerdo al tipo de cemento la resistencia de los 7 días de edad se puede reducir mientras que la de 28 días puede mejorar. Cuando la cantidad de azúcar se incrementa a un 0.20% por peso de cemento, el fraguado generalmente se acelera, si la cantidad es de 0.25% o más por peso de cemento, puede causar un fraguado rápido y una sustancial reducción de resistencia a los 28 días de edad.

Menos de 500 ppm de azúcar en el agua de mezclado, generalmente no afecta la resistencia del concreto, pero si la concentración excede este limite, deben ser efectuados los ensayos de tiempos de fraguado y relación de resistencias.

Partículas en suspensión

Cerca de 2000 ppm de partículas de arcilla o limos suspendidas en el agua de mezclado se pueden tolerar. Cantidades más altas pueden no afectar la resistencia pero si influir en otras propiedades de algunas mezclas de concreto.

Agua con aceite

Varias clases de aceite están ocasionalmente presentes en el agua de mezclado. El aceite mineral (petróleo) por sí solo, tiene menos efectos sobre el desarrollo de resistencia del concreto que los aceites animales o vegetales. Sin embargo, el aceite mineral en concentraciones superiores al 2% por peso del cemento, pueden reducir las resistencias del concreto tanto un 20% o más.

Agua con algas

El agua que contiene algas, no es recomendable para hacer concreto, debido a que la presencia de estas produce inclusión de aire con una consecuente pérdida de resistencia y además puede afectar la hidratación del cemento.

Aguas negras

Un agua negra típica, contiene cerca de 400 ppm de materia orgánica. Después de que esta agua ha sido eficientemente tratada, su concentración se puede reducir acerca de 20 ppm o menos. Esta cantidad es tan pequeña

COM.EC 2587713

que no tiene un efecto significativo sobre la resistencia del concreto. De otra manera, en ningún caso se debe emplear agua con un contenido de materia orgánica mayor.

Agua de mar

El agua de mar que tiene una salinidad total hasta del 3.5% (35000 ppm) es generalmente recomendada para concreto no reforzado. Sin embargo, el concreto hecho con agua de mar produce una resistencia temprana ligeramente mayor pero una menor resistencia a largo plazo; usualmente la pérdida de resistencia no es mayor del 15%.

En el caso de concreto reforzado, se cree que el agua del mar incrementa el riesgo de corrosión de acero de refuerzo, especialmente en países tropicales como el nuestro, por lo cual no se considera recomendable el uso de agua de mar en el mezclado, a menos que sea inevitable. En tal caso se deben hacer las pruebas respectivas. En concretos preesforzados, no se permite el uso de agua de mar debido a que la pequeña sección transversal de los cables de preesfuerzo hace que los efectos de la corrosión sean relativamente más graves.

Características del agua de curado

Con respecto al agua de curado, el agua que es satisfactoria para el mezclado, también lo es para el curado. Sin embargo, la materia orgánica o ferrosa puede causar manchas, particularmente si el agua fluye lentamente sobre el concreto y se evapora rápidamente.

Especificaciones y calidad del agua

De acuerdo a lo anterior, en la Tabla 8.10 se presenta un resumen de las tolerancias máximas de concentraciones de impurezas en el agua de mezclado de concretos o morteros.

Algunos de los ensayos normalmente especificados para análisis del agua son los siguientes:

- Calcio y magnesio en el agua - norma ASTM D-511
- Cloruros, como ión Cloro - norma ASTM D-512
- Sulfatos, como SO_4 - norma ASTM D - 516

WWW.LITECSA.C

TABLA 8.10
Tolerancia de concentraciones de impurezas en el agua de mezclas

Impurezas	Máxima concentración tolerada	
Carbonatos de sodio y potasio	1.000	ppm
Cloruro de sodio	20.000	ppm
Cloruro, como CL (concreto preesforzado)	500	ppm
Cloruro, como CL (concreto humedo o con elementos de aluminio metales similares o galvanizados)	1.000	ppm
Sulfato de sodio	10.000	ppm
Sulfato, como SO_4	3.000	ppm
Carbonatos de calcio y magnesio, como ión bicarbonato	400	ppm
Cloruro de magnesio	40.000	ppm
Sulfato de magnesio	25.000	ppm
Cloruro de calcio (por peso de cemento en el concreto)	2%	
Sales de hierro	40.000	ppm
Yodato, fosfato, arsenato y borato de sodio	500	ppm
Sulfito de sodio	100	ppm
Acido sulfúrico y ácido clorhídrico	10.000	ppm
pH	6.0 a 8.0	
Hidróxido de sodio (por peso de cemento en el concreto)	0.5%	
Hidróxido de potasio (por peso de cemento en el concreto)	1.2%	
Azúcar	500	ppm
Partículas en suspensión	2.000	ppm
Aceite mineral (por peso de cemento en el concreto)	2%	
Agua con algas	0	
Materia orgánica	20	ppm
Agua de mar (concentración total de sales para concreto no reforzado)	35.000	ppm
Agua de mar para concreto reforzado o preesforzado	No recomendable	

COM.EC 2587713

Tabla 8.11
Criterios de aceptación de un agua cuestionable para concreto o mortero

Ensayo	Límites	Norma
Desviación de los tiempos de fraguado con respecto al testigo (hr:min)	No más temprano de 1:00, ni más tarde de 1:30	Icontec 118
Resistencia mínima de los 7 días de edad con respecto al testigo	90%	Icontec 220

- pH del agua - ASTM D -1293
- Acidez y alcalinidad del agua ASTM D - 1067
- Definición de términos relativos al agua ASTM D - 1129
- Partículas y materia disuelta en el agua ASTM D - 1888

De otra parte, los criterios de aceptación del agua con respecto a los tiempo de fraguado y a la resistencia de concretos se dan en la Tabla 7.11.

8.2.4 La mezcla de hormigón

En las mezclas de hormigón fresco se hacen dos ensayos: asentamiento o "Slump" y toma de cilindros de hormigón fresco para pruebas de resistencia o compresión.

Estas pruebas se hacen con dos propósitos primordiales:

Para comprobar las características del hormigón obtenidas en el diseño de la mezcla, para lo cual se deben preparar en el laboratorio mezclas de prueba; para ejercer un control de calidad de las mezclas de prueba; y paraejercer un control de calidad de las mezclas en la obra con el objeto de asegurar la obtención de los resultados esperados para el tipo de estructura que se construya.

Mezclas de prueba

Las mezclas de prueba en el laboratorio, son preparadas a mano en la mayoría de los casos, mezclando primero los agregados y el cemento, en seco, formando un cráter para agregar el agua y combinar todos los componentes para obtener una mezcla homogénea. Todos los materiales deben haberse pesado en las proporciones obtenidas en el diseño. Para realizar los ensayos

WWW.LITECSA.C

de asentamiento y toma de cilindros se escoge la mezcla de varios sitios para que la muestra sea representativa.

Mezclas en la obra

Para obtener muestras representativas de mezcladoras estacionarias o de camiones mezcladores (trompos), se debe proceder a tomar dos muestras individuales de la parte central de la descarga, nunca de las partes inicial o final, en un recipiente que abarque todo el chorro de la descarga. Si el recipiente no tiene una boca suficientemente amplia para que abarque todo el chorro, se tomarán cinco muestras individuales directamente de la pila en donde se depositó el hormigón, de diferentes sitios y a diferentes profundidades. Luego se reúnen las muestras individuales y se mezclan a mano para constituir en esta forma la muestra representativa para los ensayos.

Ensayo de asentamiento o Slump

Esta prueba de laboratorio se realiza para controlar la cantidad de agua necesaria para obtener una manejabilidad adecuada del hormigón fresco. Para su ejecución se necesitan los siguientes implementos de laboratorio:

Cono de Abrams, consistente en un molde metálico tronco-cónico de 8" de diámetro interior mayor, 4" de diámetro interior menor y 12" de altura.

Varilla de hierro lisa de 5/8" de diámetro, 60 cm de longitud aproximada y un extremo redondeado.

Otros implementos como cuchara de albañil, palustre, etc.

La muestra representativa para el ensayo debe tomarse en la forma indicada atrás.

El procedimiento de ensayo consiste en términos generales en colocar el molde tronco-cónico sobre el piso por su base mayor, se asegura con los pies, se llena con la muestra en tres capas de aproximadamente igual volumen.

A cada una de las capas se les apisona con 25 penetraciones de la varilla por su extremo redondeado, uniformemente distribuidas y procurando que en la primera capa la varilla no golpee el piso, y en las capas restantes la varilla penetre todo el espesor de la capa. Luego se enrasa y se levanta el molde sin torción ni inclinación lateral, se coloca el molde en el piso sobre su base mayor al lado de la mezcla ensayada y se mide el escurrimiento o asentamiento vertical sufrido por la mezcla desde el nivel de la base superior hasta el centro

COM.EC 2587713

de la parte superior de la mezcla; esta medida en pulgadas o en centímetros constituye el resultado del ensayo o sea el asentamiento de la mezcla.

Con el objeto de observar la plasticidad de la mezcla, una vez medido el asentamiento, puede golpeársela de lado con la varilla. Si el hormigón se parte, resquebraja o disgrega, su plasticidad no es adecuada.

Ensayos en cilindros de hormigón

Las pruebas de laboratorio que se exponen a continuación se efectúan con el propósito final de conocer la resistencia a comprensión del concreto.

El equipo de laboratorio que se utiliza es el siguiente:

- Moldes cilíndricos metálicos lisos de 6 pulgadas de diámetro interior y 12 pulgadas de altura, con su base metálica.
- Varilla lisa de hierro de 5/8" de diámetro, 60 cm de longitud aproximadamente, con un extremo redondeado.
- Tanque con agua limpia.
- Aparato para refrentado de cilindros.
- Máquina de compresión que no produzca impactos y que sea capaz de producir una velocidad de carga de 1.5 a 3.5 kg/cm^2 por segundo.

La mezcla utilizada para el ensayo se elige de una muestra representativa en la misma forma indicada atrás.

El procedimiento general para la toma y ensayos de cilindros de hormigón, lo podemos dividir en las siguientes partes:

a) Toma de cilindros

Se coloca el molde cilíndrico con su base metálica y se procede a llenarlo con la muestra en tres capas de igual altura, cada una de las cuales se compacta con 25 penetraciones de la varilla por su extremo redondeado, procurando que en la primera capa de la varilla no penetre hasta la capa inmediatamente inferior. Al compactar cada capa se dan unos golpes laterales al molde.

Luego se compacta la última capa, se enrasa la mezcla en el molde, se alisa la superficie y con un elemento puntiagudo se coloca una identificación a cada cilindro, que consta principalmente del número, fecha de fundido y obra

WWW.LITECSA.C

b) Curado de los cilindros

Una vez compactadas, cada cilindro se cubre con un plástico y se deja en reposo en un ambiente fresco durante 24 horas. Al cabo de ese tiempo se les quita el molde y se sumergen en agua limpia hasta la edad a la cual debe realizarse la prueba de compresion. Para cada edad debieron prepararse tres cilindros

c) Prueba de compresión

Una vez se ha completado la edad de los cilindros, normalmente 7 y/o 28 días, se extraen del agua y se dejan escurrir durante 15 minutos. Luego se les coloca una capa de azufre diluido en cada cara, mediante un aparato especial. Esta operación recibe el nombre de "Refrentado de Cilindros" o "Capping". En seguida se coloca el cilindro en una máquina de compresión, se aplica la carga, y se anota la total necesaria para que se produzca la falla del cilindro.

El cálculo de la resistencia a compresión para la edad considerada, se hace promediando la carga total de los tres cilindros ensayados para dicha edad y dividiéndola por la sección transversal del cilindro.

$$R = \frac{P}{A} \qquad (8.12)$$

Ejemplo:

La carga total promedio de 3 cilindros ensayados a los 28 días fue
P = 120.000 Lb.

Entonces, como el diámetro de cilindro es de 6", su sección transversal será:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \times (6 \text{ pulg.})^2}{4} = \frac{3.1416 \times 36}{4} \text{ pulg.}^2$$

$$A = 3.1416 \times 9 \text{ pulg.}^2 = 28.2744 \text{ pulg.}^2$$

$$R = \frac{P}{A} = \frac{120.000 \text{ Lb}}{28.2744 \text{ Pulg.}^2} = 4244 \text{ Lb/pulg.}^2$$

COM.EC 2587713

8.3 TECNOLOGÍA DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Las mezclas bituminosas se emplean desde principios de siglo en las capas superiores de los pavimentos, no solo de carreteras y aeropistas, sino también en otro tipo de infraestructuras. Una mezcla bituminosa consiste en la combinación de agregados pétreos y ligantes asfálticos, de diversos tipos y espesores.

8.3.1 Materiales asfálticos

Los alfaltos son el resultado directo de la destilación del petróleo crudo, ya sea ésta realizada natural o industrialmente.

El asfalto natural se forma cuando el crudo sube a la superficie terrestre a través de grietas. La acción del sol y del viento separa los aceites ligeros y los gases, dejando un residuo negro y plástico, que es el asfalto natural. La mayor parte de los asfaltos naturales están impregnados con un alto porcentaje de arcilla o de arena muy fina, recogidas durante el viaje del crudo hacia la superficie terrestre.

Los asfaltos del petróleo son los más empleados y se obtienen por destilación del crudo, que puede ser por vapor o por aire (Ver Figura 8.1).

El primer sistema produce asfaltos de excelente calidad para pavimentación, al paso que el segundo resulta en productos de poca utilidad en este campo de la construcción, llamados asfaltos oxidados.

Los asfaltos de petróleo pueden tener base asfáltica o base parafínica. Los de la base asfáltica son los que poseen mejores características para su empleo en pavimentación por sus propiedades ligantes y de resistencia a la meteorización.

Los de base parafínica se oxidan paulatinamente al exponerse al aire, dejando un producto pulverulento sin poder ligante.

El tipo de base que posea un asfalto depende exclusivamente de las características del crudo del cual proviene.

El asfalto se usa en pavimentación para unir entre sí las partículas de agregados y protegerlas de la humedad.

A continuación se describirán los diversos tipos de ligantes asfálticos empleados en los pavimentos bituminosos, su clasificación y los ensayos más comunes sobre asfaltos para pavimentación.

WWW.LITECSA.C

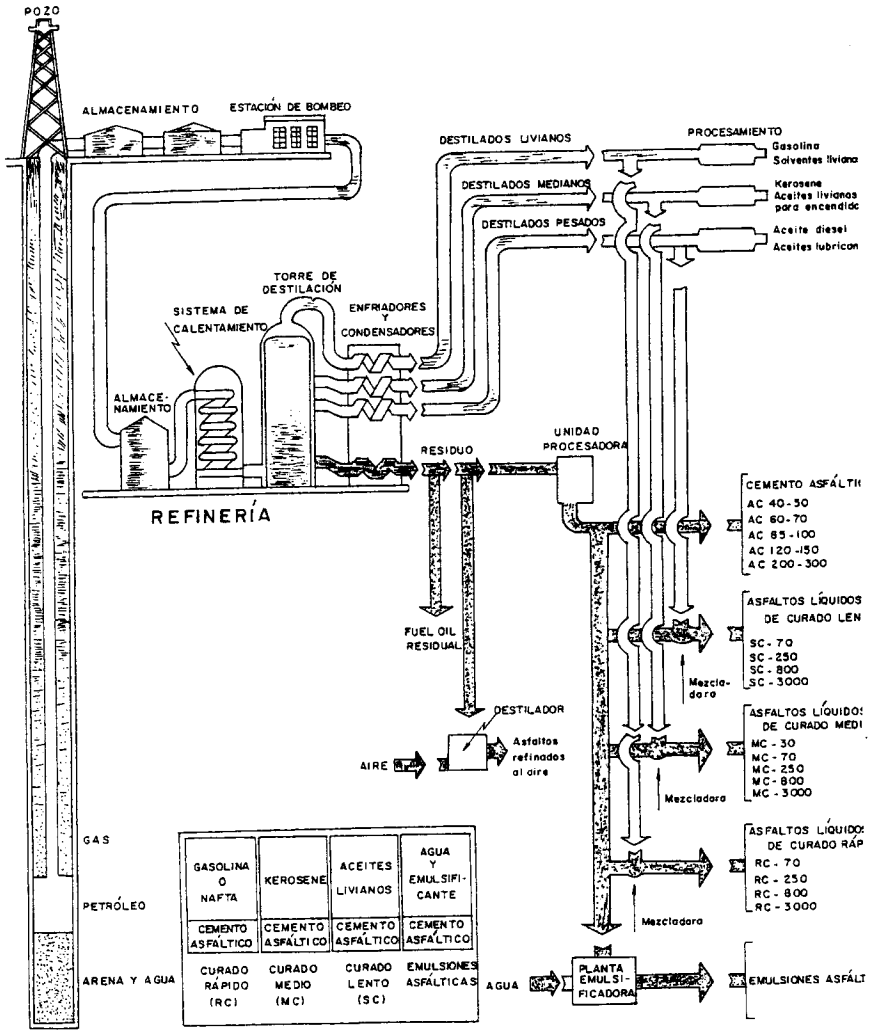


Figura 8.1 – Diagrama de flujo del asfalto derivado del petróleo.

COM.EC 2587713

Cementos asfálticos (AC)

El cemento asfáltico es un ligante denso que a la temperatura ambiente es semisólido, usualmente pegajoso y de color variable entre café muy oscuro y negro.

Los cementos asfálticos se obtienen por destilación al vapor de los residuos más pesados del proceso de fraccionamiento, continuándose la destilación hasta obtener la consistencia deseada. Se aplica el vapor en el refinado para que los volátiles pesados puedan ser separados sin aumentar demasiado la temperatura, ya que temperaturas excesivamente altas reducen la ductibilidad, aumentan la fragilidad y producen desdoblamiento, dando lugar a un producto menos homogéneo.

La calidad de un cemento asfáltico viene afectada por la propiedad del crudo, que pueden variar mucho aún dentro de un mismo yacimiento y también por el sistema de refinación que se haya empleado.

El cemento asfáltico se prepara comercialmente en cinco grados o rangos de consistencia definidos con base en el ensayo de penetración que se describirá más adelante. La designación corriente de los cinco grados de cemento asfáltico utilizados en pavimentación y su significado correspondiente es como sigue:

AC 40-50: Cemento asfáltico con penetración entre 40 y 50 décimas de milímetro.

AC 60-70: Cemento asfáltico con penetración entre 60 y 70 décimas de milímetro.

AC 85-100: Cemento asfáltico con penetración entre 85 y 100 décimas de milímetro.

AC 120-150: Cemento asfáltico con penetración entre 120 y 150 décimas de milímetro.

AC 200-300: Cementos asfáltico con penetración entre 200 y 300 décimas de milímetro.

Los AC 200-300 son los más blandos, son moderadamente firmes a la temperatura ambiente y el dedo penetra fácilmente en ellos. El grado más duro los constituyen los AC 40-50 y tienen una consistencia tal que a la temperatura ambiente el dedo sólo alcanza a producir en ellos una leve huella superficial. El grado más empleado en los pavimentos asfálticos corrientes es el AC- 85-100.

WWW.LITECSA.C

Sin embargo, es conveniente aclarar que en Colombia solo se tiene la posibilidad de utilizar tres (3) tipos de asfaltos, provenientes de Barrancabermeja, Cartagena y Apiay; los cuales presentan clasificación entre AC 60-70 y AC 70-80, según lo indican estudios recientes adelantados por la Universidad del Cauca y el Instituto Colombiano del Petróleo.

Asfaltos líquidos

Los asfaltos líquidos conocidos también como cut-backs o asfaltos rebajados, se producen diluyendo cemento asfáltico en algún solvente del petróleo.

Si el solvente usado en la preparación del asfalto líquido es muy volátil, puede escapar rápidamente por evaporacion y si su volatilidad es baja se evapora más lentamente. Con base en la rapidez con que se produce la evaporación del solvente, fenómeno que se conoce más como curado del asfalto, los asfaltos rebajados se dividen en tres tipos a saber:

1. Asfaltos rebajados de curado lento (SC), cuyo solvente es un aceite pesado de baja volatilidad, usualmente del tipo Fuel-oil.

2. Asfaltos rebajados de curado medio (MC), cuyo solvente típico es el kerosene.

3. Asfaltos rebajados de curado rápido (RC), cuyo solvente es un líquido volátil, generalmente del tipo nafta o gasolina.

El grado de fluidez o liquidez obtenido en cada caso depende del grado del cemento asfáltico, de la volatilidad del solvente y de la proporción relativa entre solvente y cemento asfáltico.

Cuando el solvente es del tipo de la nafta o gasolina, se obtienen los asfaltos rebajados de curado rápido y se designan con las letras RC (rapid curing), seguidos por un número que indica el grado de viscosidad cinemática en Centiestokes, en Colombia, el más utilizado es el RC-250, si el solvente es kerosene, se designan con las letras MC (medium Curing) seguidos con un número que indica el grado de viscosidad cinemática medida en centiestokes en Colombia el más usado es el MC-70.

El otro tipo de asfalto líquido o rebajado es el de curado lento, cuyo solvente fluidificante es aceite liviano, relativamente poco volátil y se designa por las letras SC (slow curing), seguidas por el respectivo número de viscosidad cinemática que tienen, en Colombia no se produce en la actualidad.

COM.EC 2587713

Emulsiones asfálticas

En general, se llama emulsión la dispersión de un sólido o un líquido (Fase dispersa) en forma de glóbulos minúsculos, en un líquido no miscible con el elemento disperso (Fase continua). Cuando las dos fases permanecen en equilibrio sin que las partículas en suspensión se aglomeren o sedimenten, se dice que la emulsion es estable. Ciertas emulsiones exigen la presencia de un agente emulsificador para conservar la estabilidad.

Las emulsiones asfálticas son dispersiones en agua de glóbulos asfálticos de 2 a 5 micrones de diámetro, que se mantienen estables en presencia de un agente emulsificante que puede ser jabones resultantes del tratamiento de ácidos grasos o resinas con bases fuertes (usados para la fabricación de emulsiones aniónicas) o los resultantes de la acción de los ácidos minerales sobre compuestos amínicos (usados para la elaboración de emulsiones catiónicas).

Estas emulsiones se denominan directas, en contraposición con las inversas, en las que la fase dispersa son goticas de agua y la fase contínua la constituye una asfalto líquido, aunque estas últimas emulsiones se fabrican con facilidad, su empleo en pavimentación es muy restringido por su gran viscosidad.

El contenido de asfalto de las emulsiones bituminosas para pavimentación varía normalmente entre el 50 y el 65% del peso total.

Los glóbulos de asfalto contenidos en una emulsión asfáltica, están cargados superficialmente con la electricidad que puede ser positiva o negativa dando origen a las emulsiones catiónicas o aniónicas respectivamente. Las emulsiones aniónicas contienen glóbulos cargados negativamente y tienen afinidad especial por las superficies iónicas positivas caso de las calizas, como son las de los materiales con superficie electropositiva como resultado de un fenómeno electroquímico en el que intervienen la fase acuosa de la emulsión y el agente emulsificante, cambiando la polaridad de la superficie.

Cuando las dos fases de una emulsión asfáltica se disocian completamente, es decir cuando los glóbulos de asfalto se aglomeran sobre un material o los unos contra los otros, separándose netamente de la fase acuosa, se dice que ocurre el rompimiento de la emulsión.

El rompimiento de una emulsión asfáltica es provocado por una modificacion en el equilibrio electroestático que mantiene los glóbulos de asfalto en suspensión en la fase acuosa y que puede deberse a evaporación de esta última, a cambios notables en su pH o a reacción entre la fase acuosa y el material pétreo. En la práctica, el rompimiento de las emulsiones asfálticas es el resultado de la acción conjugada de estos tres fenómenos.

WWW.LITECSA.C

De acuerdo con el tipo de carga de los glóbulos asfálticos y la velocidad con que se produce el rompimiento de la emulsión, éstas se dividen en seis tipos, que son:

ARR = Emulsión aniónica de rompimiento rápido.
ARM = Emulsión aniónica de rompimiento medio.
ARL = Emulsión aniónica de rompimiento lento.
CRR = Emulsión catiónica de rompimiento rápido.
CRM = Emulsión catiónica de rompimiento medio.
CRL = Emulsión catiónica de rompimiento lento.

Dependiendo de la viscosidad de la emulsión y del tipo de cemento asfáltico que contenga, pueden presentarse los siguientes grados, producidos comercialmente: ARR-1, ARR-2, CRR-1, CRR-2, CRL-1 y CRL-1h. La letra h indica que el cemento es AC 60-70; las demás emulsiones se preparan con AC 85-100. Los índices 1 y 2 representan viscosidad baja y alta respectivamente.

Ventajas del uso de las emulsiones

A continuación hacemos notar las ventajas de las emulsiones frente al resto de ligantes, asfaltos y cut-backs, también empleados en la tecnología en frío de carreteras.

- Permite el empleo de agregados, ácidos e incluso húmedos.
- Ampliación de la temporada de obra.
- No necesita del empleo de activantes para obtener buenas adhesividades ligante/agregados.
- Permiten empleo de equipos más sencillos.
- Evita consumo de combustible.
- Evita los riesgos de incendio y explosión.
- Hace más fácil la manipulación y la distribución de ligante.
- Permiten dosificaciones más exactas del ligante.
- Se evitan problemas de sobrecalentamiento.
- Su empleo no produce contaminaciones.

Formulación de las emulsiones

Los diferentes parámetros que intervienen en la fomulación de una emulsión, van a condicionar las características de la misma y por tanto su comportamiento, los principales son:

COM.EC 2587713

- Naturaleza y tipo de asfalto.
- Elección del tipo de emulgente.
- Determinación del contenido óptimo en emulgentes.
- Contenido óptimo de ácido o base para la salificación del emulgente.
- Empleo eventual de aditivos, correctores y estabilizantes.
- Tipo de equipo empleado en la fabricación de la emulsión.
- Condiciones de fabricación como: presión, temperatura, etc.

Almacenamiento de emulsiones

Una emulsión puede almacenarse varios meses, sin producirse ningún deterioro y sin necesidad de calentarla para utilizarla.

Sin embargo, es normal que para almacenamientos prolongados se presenten dos fenómenos:

La nata: Es una película que se forma en la superficie de la emulsión por el contacto del asfalto con el aire.

Para evitar este fenómeno es aconsejable utilizar tanques de almacenamiento de pequeña área y verticales.

La sedimentación: consiste en un ligero aumento de la concentración de asfalto a medida que vamos descendiendo hacia la parte inferior del tanque de almacenamiento. Este fenómeno se presenta por la acción de la gravedad. Es un fenómeno reversible y con la acción de un mezclador, la emulsión recobra su uniformidad en la concentración de asfalto.

Para su transporte debemos tener en cuenta:

- No transportar la emulsión en tanques que queden con demasiado vacío proporcionando agitación o movimientos bruscos que puedan causar la rotura de la misma.
- Se debe transportar la emulsión en tanques limpios ya que se puede contaminar o producir su rotura.

Campos de aplicación

Las emulsiones catiónicas se dividen de acuerdo a su velocidad de rotura en:

Emulsiones catiónicas de rompimiento rápido: CRR.

WWW.LITECSA.C

Emulsiones catiónicas de rompimiento medio: CRM.

Emulsiones catiónicas de rompimiento lento: CRL.

Las emulsiones más idóneas para las distintas aplicaciones en obra con este ligante son las siguientes:

Rompimiento rápido: tratamientos superficiales (riegos con gravilla) y riegos de adherencia o de enganche.

Rompimiento medio: mezclas abiertas.

Rompimiento lento: mezclas densas, grava emulsión, estabilización de suelos, riegos de imprimación y lechadas asfálticas (slurry seal).

Ensayos normales sobre productos bituminosos para pavimentación

Para evaluar la calidad de cualquiera de los tipos de asfalto ya mencionados y para realizar su clasificación se han ideado una serie de ensayos de laboratorio que han llegado a formar parte de la práctica rutinaria y que pasamos a describir someramente.

Penetración: se lleva a cabo sobre los cementos asfálticos y sobre los residuos de la destilación de asfaltos líquidos o emulsiones asfálticas, y es una medida de la consistencia de los mismos. Sobre una pasta de asfalto previamente moldeada y calentada hasta una temperatura uniforme de 25°C, se coloca una aguja de acero de diámetro y dimensiones normalizados, que soporta un peso de 100 gramos y se deja libre durante 5 segundos. La distancia que la aguja logre penetrar dentro de la pasta asfáltica en estas condiciones, medida en décimas de milímetros, se denomina penetración del asfalto. Mientras mayor sea la penetracion, más blanda es la consistencia del cemento asfáltico (ver Figura 8.2).

Viscosidad

El ensayo tiene por objeto, determinar el estado de fluidez del asfalto, en el rango de temperaturas que se usan durante su aplicación. Se mide, ya sea por la viscosidad cinemática o mediante la viscosidad Saybolt Furol. La viscosidad de un cemento asfáltico a las temperaturas usadas en el mezclado (normalmente 135°C) se mide con viscosímetros capilares de flujo inverso a viscosímetros Saybolt; la viscosidad absoluta del cemento asfáltico, a las temperaturas altas en servicio (normalmente 60°C), generalmente se mide con viscosímetros capilares de vidrio al vacío.

COM.EC 2587713

Los asfaltos presentan un amplio rango de viscosidades, siendo necesario disponer de diversos viscosímetros que difieren en el tamaño del capilar. La base de este ensayo es medir el tiempo necesario para que un volumen constante de material fluya bajo ciertas condiciones rígidamente controladas. Usando el tiempo medido en segundos y la respectiva constante de calibración del viscosímetro, es posible calcular la viscosidad del material en las unidades fundamentales, stokes o centistokes (ver Figura 8.3).

En el ensayo Saybolt furol, se utiliza un viscosímetro Saybolt equipado con un orificio furol. Se coloca un determinado volumen de cemento asfáltico en un tubo normalizado y cerrado con un tapón: se calienta la muestra usando el aceite del baño termostático del viscosímetro. Después que el asfalto alcanza la temperatura requerida se saca el tapón y se mide el tiempo en segundos, en el que fluyen 60 ml del material a través del orificio furol. Los valores se expresan en segundos Saybolt furol (SSF). (Ver Figura 8.4).

Punto de ablandamiento

Los asfaltos son materiales termoplásticos, por lo cual no puede hablarse de un punto de fusión en el término estricto de la palabra. Se ha definido por conveniencia, un punto de ablandamiento convencional, determinado por la temperatura a la que alcanza un determinado estado de fluidez. La prueba mas común para determinar el punto de ablandamiento de un cemento asfáltico es la denominada de anillo y bola.

El punto de ablandamiento de anillo y bola se determina colocando en un recipiente con agua, a una determinada altura sobre el fondo, un anillo de latón de dimensiones establecidas, el cual se rellena previamente con el asfalto fundido y se deja enfriar a la temperatura ambiente durante cuatro horas. Transcurrido ese tiempo, se coloca una esfera de 9.51 mm de diámetro, y se calienta el baño de tal manera que la temperatura del agua suba a velocidad constante. Debido al calor, el asfalto se ablanda y la esfera desciende gradualmente envuelta en una bolsa de asfalto hasta tocar el fondo del baño. La temperatura del baño en ese instante es lo que se denomina el "punto de ablandamiento de anillo y bola" del cemento asfáltico ensayado (ver Figura 8.5).

Ductilidad

Una propiedad que tienen los asfaltos es su gran capacidad de mantenerse coherentes bajo las grandes deformaciones inducidas por el tránsito. La ductilidad se mide en un equipo denominado ductilímetro. En el ensayo se mide la resistencia a la ruptura por medio del alargamiento de una probeta de cemento asfáltico, estirada en sus extremos a velocidad constante. Nor-

WWW.LITECSA.C

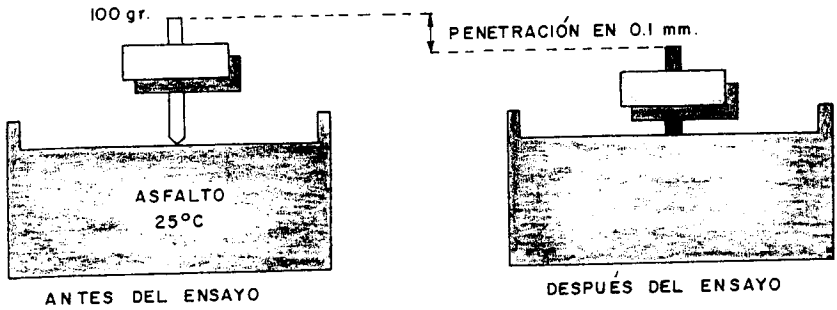


Figura 8.2 – Ensayo de penetración.

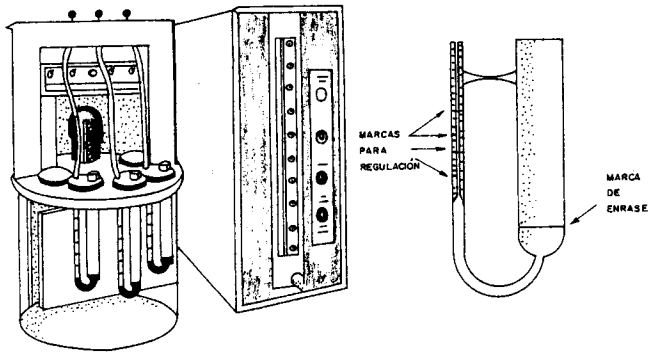


Figura 8.3 – Ensayo y tubo para evaluación por viscosidad capilar.

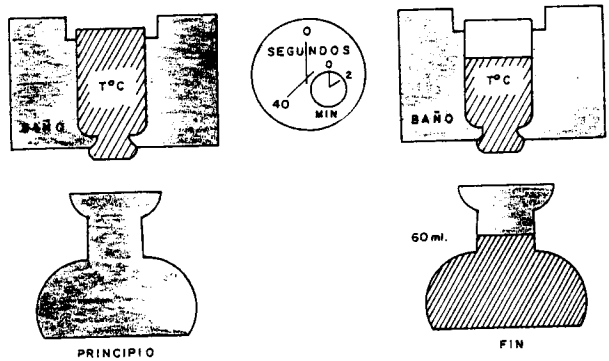


Figura 8.4 – Viscosidad Saybolt-furol.

COM.EC 2587713

malmente el ensayo se realiza a una temperatura de 25°C y una velocidad de alargamiento de 5 cm/min. (Ver Figura 8.6).

Los asfaltos que poseen alta ductilidad normalmente son más adhesivos que aquellos que tienen en menor grado esta característica, pero pueden variar su consistencia rápidamente al cambiar la temperatura (más susceptibles a la temperatura).

Punto de inflamación

El punto de inflamación corresponde a la temperatura a la que el asfalto puede ser calentado con seguridad, sin peligro a que se inflame en presencia de una llama. Esta temperatura es más baja que la necesaria para que el material entre en combustión; por lo tanto este análisis sirve como prueba de seguridad en la operación de las plantas asfálticas en caliente.

El asfalto que se ha de ensayar se coloca en un recipiente especial y se calienta de manera que la temperatura aumente uniformemente. A intervalos frecuentes, se pasa por la superficie una llama pequeña y se registra la temperatura a la que surja una llamarada en cualquier punto de la misma, denominada punto de llama. Este ensayo da una indicación de la volatilidad de los materiales asfálticos y sirve para establecer temperaturas de calentamiento sin peligro de incendio. En su ejecución, se puede emplear dos aparatos que satisfacen los mismos fines y que se conocen como vaso abierto de Cleveland y copa abierta de Tag (ver Figura 8.7).

Película delgada

El ensayo al horno de película delgada es un procedimiento que trata de simular en el laboratorio las condiciones que producen un aumento de la consistencia del asfalto durante las operaciones de mezclado en la planta; por lo tanto mide el endurecimiento o posible grado de "envejecimiento" del cemento asfáltico durante las operaciones de mezclado. Una película de 3 mm de espesor se ca- lienta a 163°C durante 5 horas, al cabo de las cuales se somete a los ensayos de penetración, punto de ablandamiento y viscosidad; se calcula el porcentaje de pérdida de peso, la penetración retenida, el aumento del punto de ablandamiento y el incremento de la viscosidad o relación de envejecimiento (ver Figura 8.8).

Solubilidad

La solubilidad es una medida de la pureza del asfalto. Los maltenos, los constituyentes cementantes (resinas) y los asfaltenos, son solubles en disulfuro

WWW.LITECSA.C

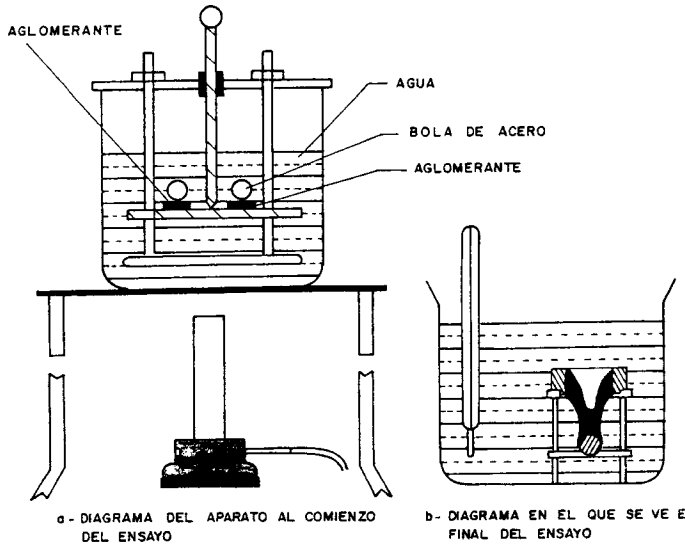


Figura 8.5 – Punto de ablandamiento.

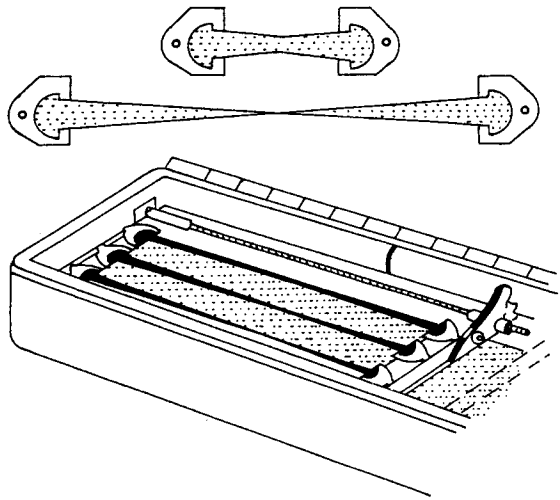


Figura 8.6 – Ensayo de ductilidad.

COM.EC 2587713

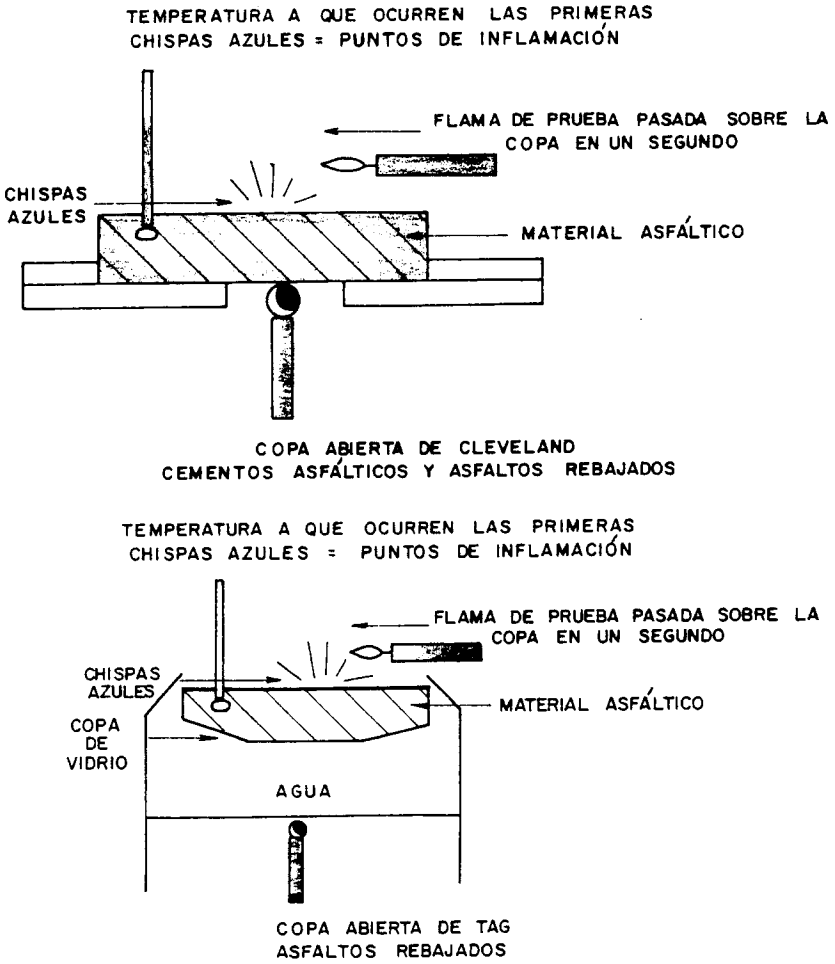


Figura 8.7 – Punto de inflamación

WWW.LITECSA.C

de carbono, tricloroetileno, tetracloruro de carbonato y otros solventes orgánicos de bajo punto de ebullición. La materia inerte (no cementante) como sales, carbón libre o impurezas orgánicas son insolubles en estos solventes. La solubilidad se determina disolviendo el asfalto en el solvente y separando las porciones solubles e insolubles mediante filtrado en un gooch con asbesto. Se cuantifica la cantidad de material que es retenido en el filtro expresándolo como un porcentaje en peso de la muestra original (ver Figura 8.9).

Ensayo de la mancha *(Oliensis)*

Mediante esta prueba, es posible detectar reordenamientos moleculares producidos por la acción de altas temperaturas, la cual afecta algunos hidrocarburos en el asfalto, produciéndose sustancias insolubles en n-heptano.

En el ensayo se toman varias muestras de 2 gramos de cemento asfáltico y a cada una se le agregan 10.2 ml de xileno-heptano de diferente proporción para cada muestra de asfalto. Se coloca la muestra en un baño de agua en ebullición hasta que se produzca la disolución total del asfalto. Se deja reposar durante 30 minutos y se coloca en un baño a 32°C durante 15 minutos. Se agita con una varilla y se deja caer una gota sobre un papel filtro observándose la mancha que deja. Si la gota deja una mancha circular café con un núcleo oscuro se informa como positiva, si forma una mancha circular uniforme se informa como negativa. A medida que se incrementa el porcentaje de xileno el núcleo oscuro desaparece (ver Figura 8.10).

En algunos países se ha adoptado como valores máximos para cementos asfálticos el 35% en volumen. Valores mayores indican una posible alteración del asfalto por efectos térmicos.

Gravedad específica

Se entiende por gravedad específica de un material la relación de su peso a una temperatura dada, al peso de un volumen igual de agua a la misma temperatura. La gravedad específica de los asfaltos sólidos se determina por inmersión directa en agua y la de los semisólidos, líquidos y emulsificados se encuentra por medio del picnómetro. Además de dar indicaciones sobre la calidad y el origen del material la gravedad específica sirve para determinar las equivalencias de pesos a volumenes a la temperatura de aplicación y para algunos cálculos importantes en el diseño de mezclas bituminosas.

COM.EC 2587713

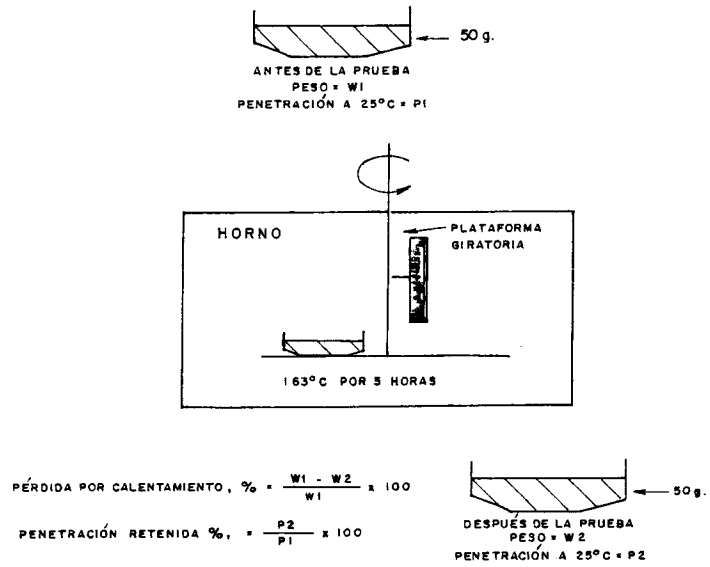


Figura 8.8 – Prueba de película delgada.

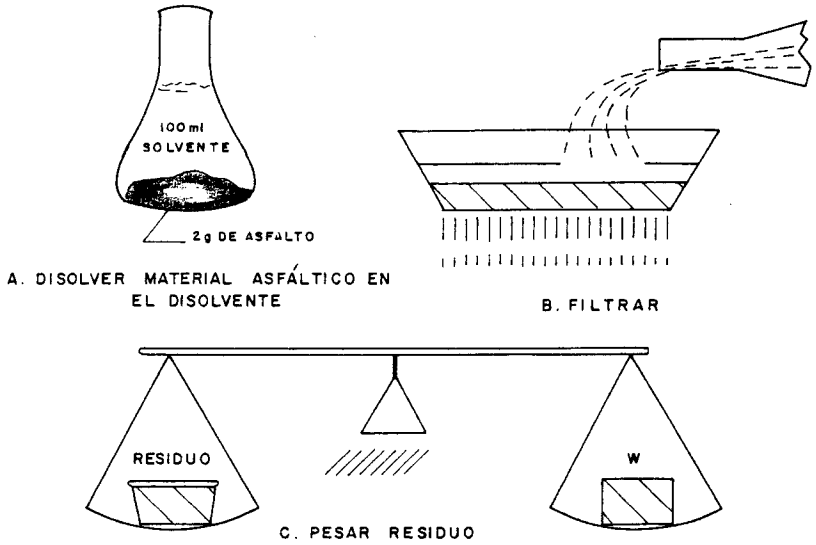


Figura 8.9 – Prueba de solubilidad en tetracloruro de carbono.

WWW.LITECSA.C

Contenido de agua

Salvo las emulsiones asfálticas, los materiales bituminosos deben ser libres de agua porque ésta ocasiona humaradas al calentar el material provocando a veces situaciones de peligro. Para determinar si un material asfáltico contiene agua y en qué cantidad en caso afirmativo, se mezcla un volumen determinado del material que se va a ensayar, con xylol o con gasolina de alto punto de ebullición y se calienta en un alambique que termine en una pipeta graduada. Si hay agua, ésta se acumula en la pipeta, donde puede medirse.

Ensayo de destilación

Para el uso y ejecución de los asfaltos diluídos RC, MC y en algunos casos SC, mezclas de cemento asfáltico y diluyentes, las propiedades de los mismos son de mucha importancia.

Con el ensayo de destilación (Figura 8.11) se separan el cemento asfáltico y el diluyente para determinar su cantidad e identificarlos. Se ponen 200 ml de asfalto diluído en un matraz de destilación conectado a un tubo condensador refrigerado con agua. El diluyente se va evaporando a medida que se calienta lentamente el frasco y, en el tubo condensador, se transforma nuevamente en líquido. Esta condensación es recogida en un tubo graduado, con lo cual se puede determinar la cantidad de condensado formado a distintas temperaturas normalizadas. Este es un indicador de las características de volatilidad del diluyente. Se considera que el material remanente en el frasco de destilación al llegar a 360°C (680°F) es cemento asfáltico. Luego se determinan la penetración, ductilidad y solubilidad del residuo de los asfaltos diluídos RC y MC, como ya se vió para los cementos asfálticos.

Tratándose de asfaltos diluídos SC, no interesa mucho la cantidad de diluyente evaporando a las distintas temperaturas, porque como son de naturaleza aceitosos, su evaporación en servicio es muy lenta. Por lo tanto se mide sólo la cantidad total destilada a los 360°C (680°F). Se considera que el residuo de la destilación a esta temperatura es representativo de la porción asfalto. Se determina su viscocidad mediante el ensayo de viscosidad cinemática.

El ensayo de solubilidad, que también se hace a los asfaltos diluídos SC, se realiza con el material original y no sobre el residuo de destilación.

Asentamiento

Este ensayo detecta la tendencia de los glóbulos de asfalto de una emulsión asfáltica asentarse durante el período en que la emulsión permanece almace-

COM.EC 2587713

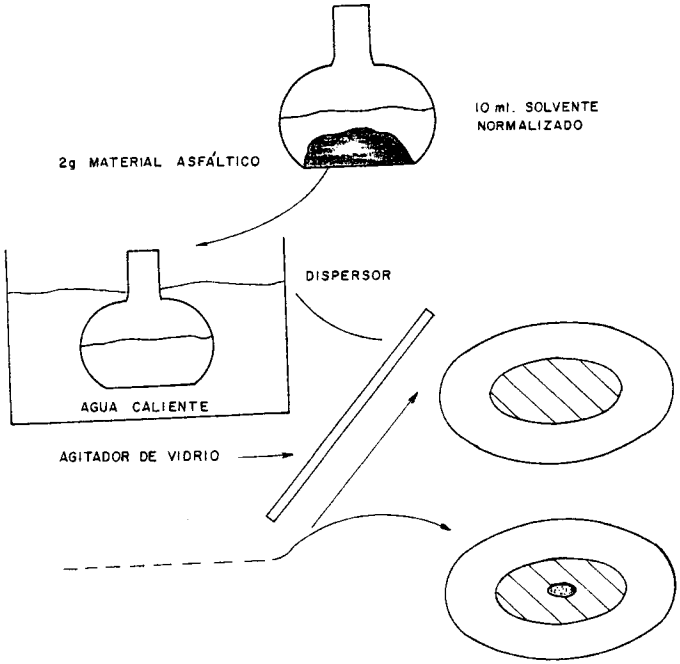


Figura 8.10 – Prueba de la mancha.

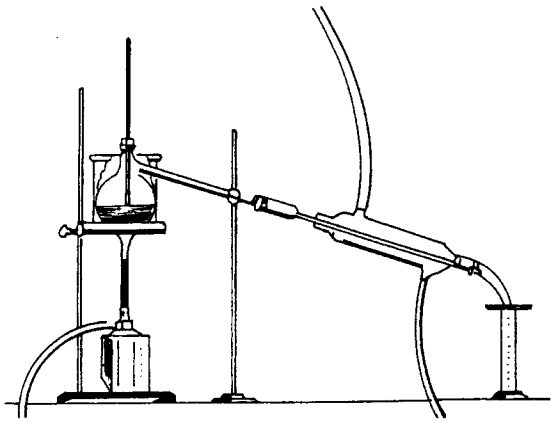


Figura 8.11 – Ensayo de destilación para asfaltos diluidos.

WWW.LITECSA.C

nada y es una alerta sobre la posible inestabilidad de las emulsiones. En una probeta graduada se colocan unos 500 milímetros de emulsión y se dejan en reposo durante 5 días, al cabo de los cuales se toma muestra del fondo, el medio y la superficie. Cada muestra se coloca en un recipiente y se calienta hasta que solo quede el residuo sólido. Los pesos relativos de los residuos sirven de medida al asentamiento de la emulsión.

Ensayo de estabilidad para almacenamiento

El ensayo de estabilidad para almacenamiento permite hacer determinaciones de estabilidad en un tiempo relativamente corto. Puede ser usado en lugar del ensayo de asentamiento, que dura 5 días.

Se colocan dos muestras de 500 ml en sendos tubos de vidrio graduados. Se los tapa y se los deja descansar por 24 horas. Se toman muestras de 50g de la parte superior e inferior de cada tubo, se las coloca en frascos, se las revuelve y se pesan. Se calienta en un horno para evaporar el agua y se pesan los residuos. Se puede determinar entonces el porcentaje promedio de residuos en la porción superior y en la inferior de la muestra. La diferencia entre ambos porcentajes de residuos es la estabilidad de almacenamiento.

Ensayo de desemulsión

El cloruro de calcio hace coagular o flocular a las partículas microscópicas presentes en las emulsiones asfálticas aniónicas. Para hacer el ensayo, se mezcla cuidadosamente una muestra de 100 g con una solución de cloruro de calcio, se la vuelca sobre un tamiz de 1,40 mm (No. 14) y se la lava. La cantidad de residuo asfáltico retenido nos da el grado de coalescencia.

En una emulsión asfáltica aniónica de rotura rápida se requiere un alto grado de desemulsion porque debe romperse inmediatamente en contacto con la superficie del agregado. Por lo tanto para determinar esta propiedad, en estos productos, se usa una solución de cloruro de calcio muy débil.

Los grados de rotura lenta se usan en mezclas con contenido de agregados finos o en otras aplicaciones en las que no es deseable la coalescencia rápida de las partículas de asfalto. Por lo tanto, para controlar el grado de asentamiento en estos productos se usa el ensayo de mezcla con cemento en lugar de desemulsión.

Ensayo de mezcla con cemento

Como ya se dijo, este ensayo se usa para las emulsiones de rotura lenta en lugar del de desemulsión. Se especifica en las emulsiones aniónicas y catióni-

COM.EC 2587713

cas para asegurar que no se va a producir coalescencia rápida de las partículas de asfalto al entrar en contacto con suelos de granos finos o agregados polvorientos.

Se agregan 100 ml de emulsión - diluída con agua hasta 55 por ciento de residuo- a una muestra de 50 g de cemento Portland de alta resistencia inicial, revolviéndolos. Se agrega más agua. Se lava la muestra sobre un tamiz de 1,40 mm (No. 14) y se determina la cantidad de material retenido en el mismo.

Tamizado

Este ensayo complementa el asentamiento y sirve para detectar cuantitativamente el porcentaje de cemento asfáltico presente en las emulsiones en forma de glóbulos grandes o astillas que puedan taponar el equipo de distribución. Una muestra de 1000 mililitros se lava con agua sobre el tamiz No. 20 y luego se seca lo retenido para determinar el porcentaje de partículas indeseables.

Capacidad de recubrimiento y resistencia al agua

Este ensayo tiene un triple propósito. Su objetivo es determinar la capacidad de una emulsión asfáltica para: (1) cubrir totalmente el agregado, (2) soportar el mezclado sin que se rompa la película formada y (3) resistir la acción de lavado del agua cuando se completó el mezclado. Este ensayo, principalmente, ayuda en la elección de emulsiones asfálticas apropiadas para mezclar con agregados gruesos calcáreos.

Se cubre con polvo, de carbonato de calcio el agregado elegido y se lo mezcla con la emulsión asfáltica. Se coloca aproximadamente la mitad de la mezcla sobre un papel absorbente para un examen visual de la superficie del agregado cubierta de emulsión asfáltica. Se lava con agua el resto de la muestra y se enjuaga hasta que el agua salga clara. Se coloca este material sobre un papel absorbente y se evalúa el recubrimiento.

Se cubre otra muestra de agregado con polvo de carbonato de calcio y se la mezcla con una cantidad de agua dada. Se agrega la emulsión asfáltica y se mezcla cuidadosamente. Se le hacen las mismas evaluaciones ya vistas anteriormente.

Ensayo de carga de las partículas

Este es un ensayo de identificación para emulsiones asfálticas catiónicas de rotura rápida y media.

WWW.LITECSA.C

Se sumerge un electrodo positivo (ánodo) y un electrodo negativo (cátodo) en una muestra de emulsión asfáltica, y se los conecta a una fuente controlada de corriente eléctrica continua. Después de 30 minutos, o cuando la corriente decaiga a 2 miliamperes, se examina los dos electrodos para determinar cual tiene un depósito de asfalto. Si está en el cátodo, estamos en presencia de una emulsión asfáltica catiónica (ver Figura 8.12).

Ensayo de destilación

El ensayo de destilación sirve para determinar la proporción relativa de cemento asfáltico y agua presentes en la emulsión asfáltica. También permite obtener información sobre la cantidad de destilado de petróleo, contenido en algunas clases de emulsión asfáltica. Con el cemento asfáltico residual de este ensayo se puede hacer otros ensayos adicionales (penetración, solubilidad y ductibilidad) ya descritos.

El ensayo es sustancialmente el mismo que para los asfaltos diluídos, pero se emplean distintos equipos debido a los problemas que se presentan cuando la emulsión asfáltica hace espuma al calentarse.

Para las emulsiones, la temperatura final de destilación es de 260°C (500°F) y se usa un alambique de aleación de acero o aluminio y calentadores de anillo (Figura 8.13), mientras que para los diluídos, la temperatura final es de 360°C (680°F), y se usa un frasco de vidrio y mechero Bunsen. Se calienta una muestra de emulsión de 200 g hasta la temperatura final, manteniéndola por 15 minutos para producir un residuo suave y homogéneo. Cuando se trata de emulsiones asfálticas catiónicas de rotura rápida y media que pueden incluir un destilado de petróleo, su cantidad máxima está limitada por las especificaciones.

Tanto el destilado como el agua se recogen en una probeta graduada, pero como ambos materiales se separan, puede determinarse la cantidad de cada uno.

Especificaciones que deben cumplir los asfaltos y emulsiones

Las especificacines para los cementos asfálticos y asfaltos líquidos que se producen en Colombia son las que se presentan en la Tabla 8.12.

Teniendo en cuenta que en nuestro medio las emulsiones más difundidas son las catiónicas, en la Tabla 8.13 se presentan las especificaciones de sus diversos tipos.

COM.EC 2587713

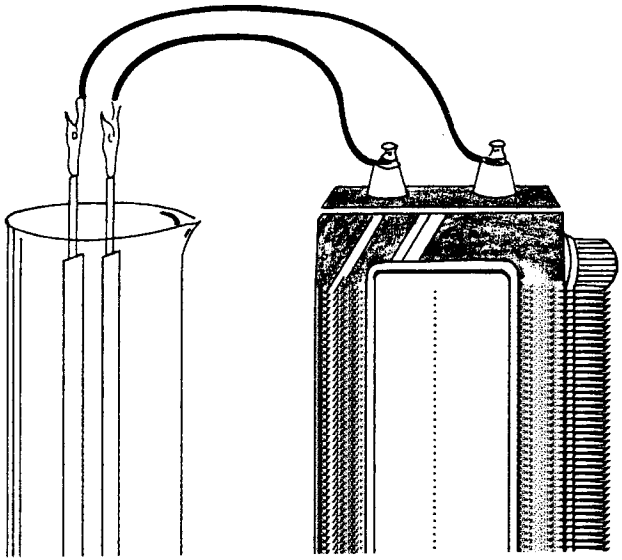


Figura 8.12 – Ensayo de carga de partículas.

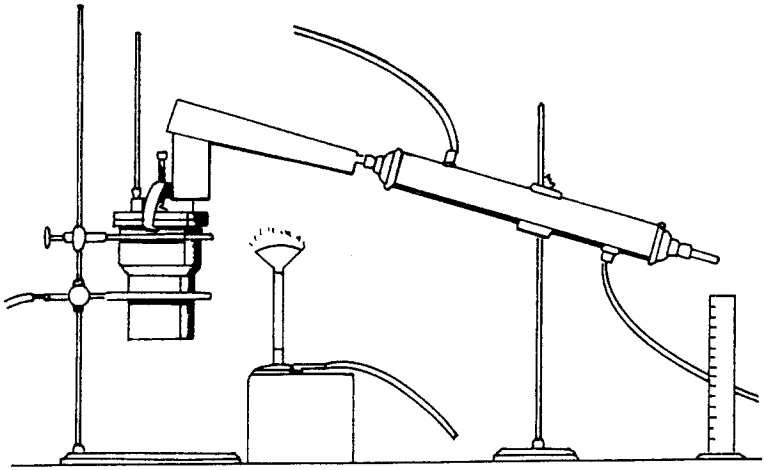


Figura 8.13 – Ensayo de destilación para emulsión asfáltica.

WWW.LITECSA.C

Usos de los productos bituminosos en la construcción de pavimentos

El campo de aplicación de los productos bituminosos es muy amplio. Los principales usos se indican en la Tabla 8.12.

a) Riego de imprimación

Consiste en la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie no bituminosa, con el objeto de prepararla para recibir cualquier otro tratamiento asfáltico.

Dosificación: Si se usa un asfalto líquido del tipo MC-70 debe usarse de 0.3 a 0.6 galones (1.1 a 2.3 L) por metro cuadrado.

Temperatura de aplicación entre 40 y 50°C, si se utiliza emulsión del tipo CRL-1 debe usarse alrededor de 1 kg/m^2 de emulsión diluida hasta una concentración de asfalto residual del 30-40%, lo que indica una cantidad de 300-400 g/m^2 de ligante asfáltico residual.

b) Riego de liga

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una capa bituminosa, previamente a la extensión sobre esta, de otra capa bituminosa. Su objetivo es lograr una unión lo más perfecta posible entre ambas capas para evitar que trabajen en forma independiente y se presenten desplazamientos de la capa superior sobre la inferior.

Dosificación: Si se usa asfalto líquido del tipo RC-250; se utilizará de 0.2 a 0.4 L (0.05 a 0.10 galones) por metro cuadrado. La temperatura de aplicación deberá estar entre 60 y 80°C. Si se usa una emulsión catiónica de rompimiento rápido deberá usarse de 200 a 300 g/m^2 de ligante residual.

c) Riego en negro

Se define como riego en negro la aplicación de un ligante asfáltico sobre antiguos pavimentos asfálticos, cunetas, taludes, etc.

Su objetivo en el primer caso es el de impermeabilizar y rejuvenecer pavimentos deteriorados, en el caso de revestimiento de cunetas se trata de evitar la degradación o erosión de la misma y en la protección de taludes favorecer el crecimiento rápido de la vegetación:

Dosificación: Se recomiendan las emulsiones de rotura rápida tipo CRR-1 o CRR-2 y también la CRL-1, en una cantidad de 200 a 400 g/m^2 de ligante residual.

COM.EC 2587713

Tabla 8.12
Especificaciones para los asfaltos

Cementos asfálticos			Asfaltos líquidos		
Penetración, 25°C, 100 g, 5 seg	**60-70**	**85-100**	**Grado**	**RC 250**	**MC 70**
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min, cm	100+	100+	Viscosidad cinemática a 60°C, centistokes	250-500	70 -140
			saybolt-Furol, seg, a 60°C	125-250	...
			saybolt-Furol, seg, a 50°C		60-120
			Punto de llama en copa de Tag (°C)	27+	38+
Punto de llama, copa de Cleveland (°C)	232+	232+	Destilación Destilado % en volumen del destilado total a 360°C		
			a 225°C	35+	20-
			a 260°C	60+	20-60
			a 315°C	80+	65-90
			Residuo de la destilación a 360°C, % del volumen por diferencia	65+	55+
Ensayo al horno de la película delgada (3.2 mm, 163°C, 5 horas)			Ensayo sobre el residuo de la destilación:		
Pérdidas por calentamiento (%).	0.8-	1.0-	Penetración, 25°C, 100g, 5 seg	60-120	120-250
Penetración del residuo como porcentaje del original.	54+	50+	Ductilidad a 25°C, cm	100+	100+
Ductilidad del residuo a 25°C, 5 cm/min, cm	50+	75+-	Solubilidad en tricloroetileno (%)	99.0+	99.0+
Solubilidad en tricloroetileno (%)	99.0+	99.0+	Agua (%)	0.2-	0.2-

WWW.LITECSA.C

Tabla 8.13
Especificaciones de emulsiones cationicas rompimiento rápido

Ensayos sobre la emulsión	CRR - 1		CRR - 2	
	Min	Max	Min	Max
Viscosidad S-F a 25°C, seg	20	100		
Viscosidad S-F a 50°C, seg			20	300
Contenido de agua (en volumen), %		40		35
Sedimentación (a los 7 días) %		5		5
Contenido en asfalto residual %	60		65	
Contenido de disolventes %		3		3
Tamizado (Retenido en el tamiz No. 20) % ASTM		0.1		0.1
Rotura (Dioctilsulfosuccinato sódico)	40		40	
Carga de las partículas	Positiva		Positiva	
pH		6		6
Penetración del residuo de destilación (25°C, 100 gr 5 seg) 0.1 mm	60 100	100 250	60 100	100 250
Ductilidad del residuo de destilación (25°C, 5 cm/min), cm	40		40	
Solubilidad del residuo de destilación % en tetracloruro de carbono	97		97	

d) Riego antipolvo

Se define como riego antipolvo, la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie no tratada.

COM.EC 2587713

Tabla 8.14
Especificaciones de emulsiones catiónicas de rotura media

Ensayos sobre la emulsión		C R M	
		Mínimo	Máximo
Viscosidad Saybolt Furol a 50°C	s	20	450
Estabilidad almacenamiento Sedimentación a los 7 días	%	-	5
Destilación Contenido en asfalto residual Contenido de disolventes	 % %	 60 -	 - 12
Tamizado Tamiz No. 20 ASTM	%	-	0.1
Carga partícula		Positiva	
pH		-	6
Recubrimiento agregado y resistencia al agua			
Con agregado seco		Bueno	
Con agregado seco y acción de agua		Satisfactorio	
Con agregado húmedo		Satisfactorio	
Con agregado húmedo y acción del agua		Satisfactorio	
Ensayos sobre residuo de destilación			
Penetración (25°C, 100gr 5 s)	0.1 mm	100	250
Ductilidad	cm	40	-
Solubilidad en tetracloruro de carbono	%	97	-

WWW.LITECSA.C

Tabla 8.15
Características de emulsiones catiónicas de rotura lenta

Ensayos sobre la emulsión		CRL-1		CRL-1h	
		Min	Max	Min	Max
Viscosidad Saybolt Furol a 25°C	seg		200		100
Contenido de agua en volumen	%		43		43
Estabilidad almacenamiento Sedimentacion a los 7 días	%		5		5
Destilación Contenido en asfalto residual Contenido de disolventes	% %	57		57	 0
Tamizado Retenido tamiz No. 20 ASTM	%		0.1		0.1
Rotura Mezcla con cemento	%				2
Carga partícula		Positiva		Positiva	
pH			6		6
Ensayos sobre residuo de destilación					
Penetración (25°C, 100g, 5 s)	0.1 mm	60 100	100 250	60	100
Ductilidad (25°C, 5 cm/m)	cm	40		40	
Solubilidad en tetracloruro de carbono	%	97		97	

Su objetivo es la eliminación del polvo originado por la circulación de vehículos y la protección de la superficie del afirmado.

Dosificación: Las emulsiones a emplear son del tipo CRR-1 o CRL-1 y suelen diluirse en agua, pudiendo oscilar entre 5 y 10 veces el volumen de la emulsión, la dosificación variará, en función de la superficie a tratar entre 0.5 y 1.7 kg/m^2 de ligante residual.

COM.EC 2587713

e) Riego de curado

Se define el riego de curado como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una mezcla de tipo grava-cemento, o suelo-cemento, de las empleadas como capas de base de carreteras. Su objetivo es impedir o retardar la evaporación del agua de la mezcla en las primeras horas, facilitando el fraguado de la misma en condiciones apropiadas de humedad, impidiendo la formación de fisuras.

Dosificación: La dosificación adecuada de emulsión de rotura rápida, del tipo CRR-1 o CRR-2, puede variar entre 600-800 g/m^2 de ligante asfáltico residual.

f) Riego de sellado

Se define como riego de sellado la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie de rodadura, seguida de la extensión y compactación de una capa de arena, agregado fino o polvo de trituración.

Su objetivo es el de sellar o impermeabilizar dichas capas de rodadura, protegiendo las inferiores contra el agua lluvia, también impedir la salida de agregados superficiales por la acción del tránsito.

Dosificación: La emulsión recomendada es de rotura rápida, tipo CRR-1 o CRR-2. La cantidad de ligante oscila entre 0.7 y 1.0 kg/m^2 de emulsión de 40 - 60% de contenido de ligante residual.

g) Tratamiento de penetración

Se define como tratamiento de penetración la doble aplicación de un ligante bituminoso sobre una capa compactada de agregado grueso, de granulometría relativamente uniforme, cuyos vacios superficiales se rellenan con agregado fino antes de la segunda aplicación de ligante.

Su objetivo es disponer de capas gruesas de rodadura, tratadas con ligante asfáltico.

Dosificación: La mayoría de reglas de dosificación son de tipo empírico (según espesor de la capa de macadam). El tipo de emulsión asfáltica a utilizar es del tipo CRR-1 o CRR-2. En la Tabla 8.16 se presenta una dosificación sugerida.

La granulometría del agregado grueso y fino son las que se presentan en las Tablas 8.17 y 8.18.

h) Tratamientos superficiales simple y doble

Se define como tratamiento superficial simple, la aplicación de una película continua de ligante asfáltico sobre la superficie de una carretera, seguida de la extensión y compactación de una sola capa de agregado.

WWW.LITECSA.C

El tratamiento superficial doble se define como la aplicación consecutiva de dos tratamientos superficiales simples, que son generalmente de distintas características.

Tabla 8.16

Espesor de capa Compactada	cm	10	7.5		5
Agregado grueso	Tipo	G-1	G-2		G-3
	Kg/m²	190-230	145/175		95/115
Agregado fino	1a. extensión	Tipo	F-1		
		Kg/m²	10-12		
	2a. extensión	Tipo	F-2		
		Kg/m²	5-7		
Ligante asfáltico residual	1a. aplicación	Kg/m²	7-8	4.5-5.5	3-4
	2a. aplicación	Kg/m²	5.5-7	5.5-7	3.5-4.

Tabla 8.17
Agregado grueso

Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa		
	G-1	G-2	G-3
2 ½	100		
2"	70-90	100	
1 1/2"	50-70	65-85	100
1"	25-45	35-55	55-75
3/4"	15-35	15-35	35-55
1/2"	0-15	0-15	10-30
3/8"	-	-	0-15
No. 4	0-5	0-5	-
No. 8	-	-	0-5
No. 16	-	-	-

COM.EC 2587713

Tabla 8.18 Agregado fino		
Tamiz ASTM	**Porcentaje que pasa**	
	F–1	**F–2**
3/4"	100	
1/2"	90-100	
3/8"	40-75	100
No. 4	5-25	85-100
No. 8	0-10	10-40
No. 16	0-5	0-10
No. 50	-	0-5

Su objetivo en ambos casos, es conseguir una superficie de rodadura de cierta rugosidad e impermeable.

El éxito para lograr un buen tratamiento superficial se debe en gran parte al grado de sincronización entre el equipo y personal. También se debe tener especial cuidado en la limpieza de los materiales, ya que un agregado sucio impide que la emulsión lo envuelva.

Equipo:

- Irrigador de Asfalto.
- Distribuidor de gravillas.
- Equipo de compactación: Se recomienda utilizar especialmente compactadores de llantas, los compactadores metálicos causan fracturas de los agregados.

Secuencia de trabajo:

- Preparación de la superficie sobre la que se va a realizar el tratamiento.
- Barrido de la calzada.
- Riego de la emulsión.
- Extensión de agregados.
- Compactación.

WWW.LITECSA.C

- Apertura del tránsito.
- Barrido del exceso de agregados.

Tabla 8.19
Granulometría tratamientos superficiales

	Tipos			
	A20/10	**A13/7**	**A10/5**	**A6/3**
D, tamaño máximo (mm)	20	13	10	6
d, tamaño mínimo (mm)	10	7	5	3
Δ , tamaño medio (mm)	15	10	7.5	4.5
Tamiz	**Porcentaje que pasa**			
1"	100			
3/4"	90-100	100		
1/2"	10-40	90-100	100	
3/8"	0-15	20-55	90-100	100
1/4"	-	0-15	10-40	90-100
No. 4	0-5	-	0-15	20-55
No. 6		0-5	-	0-15
No. 8			0-5	-
No. 16				0-5

Para tratamiento superficial doble, los últimos dos pasos se sustituyen por:

- Segundo riego de emulsión.
- Extensión de la segunda capa de agregados.
- Compactación.
- Apertura del tránsito.
- Barrido del exceso de agregados.

i) Mezclas abiertas en frío

- Se denomina mezcla abierta en frío a la combinación de un agregado que predominantemente es grueso y de granulometría uniforme y emulsión catiónica de rompimiento medio (CRM), ambos componentes en frío.

COM.EC 2587713

Dosificación

Tabla 8.20 Tratamiento superficial simple		
Agregado		Ligante residual (kg/m^2) (Emulsiones CRR-1 o CRR-2)
Tipo	l/m^2	
A-20/10	12-14	1.3-1.8
A-13/7	8-10	0.9-1.3
A-10/5	6-8	0.7-1.1
A-6/3	5-7	0.6-0.9

Tabla 8.21 Tratamiento superficial doble			
Aplicación	Agregado		Ligante residual (kg/m^2) (Emulsión CRR-1 o CRR-2)
	Tipo	l/m^2	
1a. aplicación	A-20/10	12-14	1.3-1.8
2a. aplicación	A-10/15	6-8	0.8-1.2
1a. aplicacion	A- 13/7	8-10	0.9-1.3
2a. aplicación	A- 6/3	5-7	0.7-1.0

Campos de aplicación

Bacheos: especialmente recomendado por su almacenabilidad y facilidad de manejo. Es preferible a los riesgos sucesivos por su mayor rendimiento y regularidad. El tamaño máximo de agregado será elegido en función de la profundidad del bache.

Reperfilados: por las mismas características mencionadas.

Capas de base: previa elección de la granulometría adecuada, dado las buenas características que ofrecen la flexibilidad y resistencia a la fatiga.

Capa de rodadura: en carreteras de nueva construcción, generalmente secundarias y agrícolas, en donde se preven deflexiones y consolidaciones importantes.

En forma de capa delgada como alternativa frente a los triples riegos con gravilla en carreteras de planimetría deficiente, aportando una mayor regula-

WWW.LITECSA.C

ridad superficial y un esfuerzo inmediato, con aprovechamiento total del material empleado.

Modo de empleo: en baches y reperfilados, limpiar la superficie a tratar y dar un riego de adherencia con emulsión asfáltica, después de colocar el aglomerado y compactar. Al objeto de evitar el pegado del material a los neumáticos se extiende una ligera capa de arena de trituración.

Tabla 8.22
Granulometría de las mezclas en frío

Tamiz	Porcentaje que pasa		
	AF-25	AF-20	AF-12
1-1/2"	100		
1"	70-100	100	
3/4"		70-100	100
1/2"	25-55		70-100
3/8"		20-45	
No. 4	0-15	0-20	10-30
No. 8	0-5	0-10	0-10
No. 200	0-2	0-2	0-2

En capas de base y rodadura se pondrá en obra mediante extendedora tradicional para compactarse despúes con los equipos necesarios al objeto de alcanzar la energía de compactación precisa, que normalmente será en función del espesor de capa.

Dosificación de ligante

A continuación se presenta la dosificación de asfalto residual de acuerdo al tipo de granulometría de mezcla escogida.

Granulometrías	AF-25	AF-20	AF-12
Asfalto residual en peso respecto al agregado (%)	2,5-4,0	3,0-4,5	3,5-5,0
Espesor de la capa compactada (cm)	>6 cm	4-6 cm	<4 cm

COM.EC 2587713

j) Mezclas densas en frío

Se definen las mezclas densas en frío como la combinación de un ligante bituminoso con agregados minerales bien gradados granulométricamente, (ver Tabla 8.23), con un elevado porcentaje de finos y que es posible fabricar, extender y compactar a temperatura ambiente.

Tabla 8.23
Granulometría

Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa		
	DF-12	DF-20	DF-25
1 1/2"	-	-	100
1"	-	100	80-95
3/4"	100	80-95	-
1/2"	80-95	-	62-77
3/8"	-	60-75	-
No. 4	50-65	47-62	45-60
No. 8	-	35-50	-
No. 30	-	13-23	-
No. 200	-	3-8	-

Dosificación de ligante

Granulometrías	DF-12	DF-20	DF-25
Asfalto residual en peso respecto a agregados (%)		4.0-5.5	
Emulsión (%)		7-9	
Espesor de la capa compacta en cm	≤4	4-6	>6
Densidad (g/cm^3)		2,2-2,4	
% Vacíos		3-8	

Fabricación y extensión

Los procedimientos habituales de fabricación son:

- Mezcla en vía.

WWW.LITECSA.C

- Mezcla en planta fija.
- Planta caminera.

k) Lechadas asfálticas (Slurry y Seal)

Se define la lechada asfáltica como la mezcla de emulsión asfáltica (CRL-1 y CRL-1h), agregado fino bien gradado granulométricamente (ver Tabla 8.24), llenante mineral y agua.

Dos son sus principales campos de utilización:

Tratamientos de sellado y Tratamientos antideslizantes.

l) Estabilizaciones

Se definen las estabilizaciones con emulsión asfáltica como la mezcla íntima de emulsión asfáltica, componente mineral constituído por suelo fino, arena o grava natural de granulometría similar o parecida a aquella de sub-base, agua y a veces aditivos, conformando un producto que se utiliza en capas de base para carreteras.

Granulometría:

Las granulometría recomendadas para la estabilización de materiales granulares y suelos se presentan en las Tablas 8.25 y 8.26 respectivamente.

Tabla 8.24
Granulometrías de las lechadas alfálticas

Tamiz	Porcentaje que pasa		
	AL-2	AL-3	AL-4
3/8"	100	100	
4	70-90	85-100	100
8	45-70	65-90	95-100
16	28-50	45-70	65-90
30	19-34	30-50	40-60
50	12-25	18-30	24-42
100	7-18	10-20	15-30
200	5-15	5-10	10-20

COM.EC 2587713

Dosificaciones:

Características	LB-2	LB-3	LB-4
Tipo agregado	AL-2	AL-3	AL-4
Ligante residual % S/Agregados	6.5-12	7.5-13.5	10-16
Agua amasado % S/Agregados	10-15	10-15	10-20
Agua total % S/Agregados	10-20	10-20	10-30
Cantidad media de lechada kg/m^2	10-15	7-12	2-6
Principal aplicación	1a Capa o capa única	Capa única	Capa única o 2a capa
Espesor mínimo	6mm	4mm	3mm
Textura del pavimento a recubrir	Gruesa o decarnada	Media	Fina o agrietada

Tabla 8.25
Materiales granulares

Tamices	Porcentaje que pasa				
	EG-1	EG-2	EG-3	EG-4	EG-5
1-1/2"	-	-	-	-	100
1"	100	-	-	100	-
1/2"	80-100	100	-	-	50-90
3/8"	65-85	80-100	100	-	-
No. 4	-	-	-	40-80	30-70
No. 8	25-50	40-60	80-100	-	-
No. 40	13-30	20-35	30-50	-	-
No. 100	10-20	13-23	20-35	-	-
No. 200	8-15	10-16	13-30	5-20	0-15

WWW.LITECSA.C

Tabla 8.26 Suelos			
Tamiz	Suelos Porcentaje que pasa		
	ES-1	ES-2	ES-3
No. 4	50-100	50-100	
No. 40	35-100	35-100	50-100
No. 200	0-50	10-50	35

Dosificaciones

Varía según franjas granulométricas:

Asfalto residual - 2-6%.

Su empleo es igualmente por pulverización y posterior mezclado con el agregado humedecido.

Grava emulsión

Se define la grava emulsión como la mezcla íntima de emulsión asfáltica (CRL-1 y CRL-1h) agregados de granulometría contínua, equiparable o parecida a la exigida para una base de grava artificial (ver Tabla 8.27), agua y ocasionalmente aditivos, constituyendo un producto que se puede fabricar, manejar, extender y compactar a temperatura ambiente.

Resumen

En las Tablas 8.28 y 8.29 se presentan los resumenes de las características de las diversas aplicaciones de las emulsiones asfálticas; en ellas se presentan todas las gradaciones posibles y algunas propiedades adicionales que deben cumplir los materiales.

II) Mezcla alfáltica en caliente

La mezcla asfáltica en caliente consiste en una combinación de agregados uniformemente mezclados y recubiertos por cemento asfáltico. Para secar los agregados y obtener suficiente fluidez del cemento asfáltico como para lograr suficiente trabajabilidad y mezclado, tanto el agregado como el asfalto deben ser calentados antes del mezclado; de ahí el término "mezcla en caliente". Las mezclas asfálticas en caliente pueden ser producidas para un amplio rango

COM.EC 2587713

de combinaciones de agregados, cada uno con sus características particulares adecuadas al diseño específico y a sus usos en la construcción.

Tabla 8.27
Granulometrías de las gravas emulsión

Tamices	Porcentaje que pasa	
	GEA–1	GEA–2
1 1/2"		100
1"	100	75-100
3/4"	80-100	65-90
3/8"	50-80	45-75
No. 4	30-60	30-60
No. 8	20-45	20-45
No. 16	15-35	15-35
No. 30	10-25	10-25
No. 50	8-20	8-20
No. 80	5-15	5-15
No. 200	3-12	3-12

Dosificaciones:

Granulometría	GEA-1 Y GEA-2
Asfalto residual en peso respecto de los agregados	1.8% - 4.5%

Estas dosificaciones dependen igualmente de las características de la mezcla de agregados a emplear y de las características exigidas a la mezcla.

Materiales

Cemento asfáltico

El material bituminoso para elaborar el concreto asfáltico será cemento asfáltico, cuyo grado de penetración dependerá de las características climáti-

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 8.28
Franjas granulométricas
Tratamientos superficiales

Tamiz		A	A	A	A	A	A	AE	AE	AE	AE	AE
ASTM	m.m.	25/13	20/10	13/7	10/5	6/3	5/2	20/10	13/7	10/5	6/3	5/2
1½"	38.1	100										
1"	25.4	90-100	100					100				
3/4"	19.1	20-55	90-100	100				85-100	100			
1/2"	12.7	0-15	10-40	90-100	100			0-20	85-100	100		
3/8"	9.52	–	0-15	20-55	90-100	100		0-7	0-30	85-100	100	
1/4"	6.35	0-5	–	0-15	10-40	90-100	100	–	0-7	0-25	85-100	100
No. 4	4.76		0-5	–	0-15	20-55	90-100	–	–	0-7	0-30	85-100
No. 6	3.36			0-5	–	0-15	10-40	–	–	–	0-10	0-25
No. 8	2.38				0-5	–	0-15	0-2	0-2	0-2	–	0-10
No. 16	1.19					0-5	–				–	–
No. 30	0.59						0-5				0-2	0-2
Dosificación trat. simple (lt/m²)		17-19	12-14	8-10	6-8	5-7	4-6	10-14	8-10	6.5-8	5.5-7	
Ligante residual (kg/m²)		1.7-2.1	1.3-1.8	0.9-1.3	0.7-1.1	0.6-0.9	0.5-0.75	1.0-1.4	0.8-1.2	0.7-1.1	0.6-0.9	
2a. aplicación		13/7	10/5	6/3				10/5	6/3			

AE: Agregados especiales.

Tabla 8.29
Franjas granulométricas

Tamiz A.S.T.M.	m.m.	F.S.E.	Slurry					Mezclas abiertas			Mezclas densas				Grava emulsión	
			AL - 1	AL - 2	AL - 3	AL - 4	AL - 5	AF -25	AF -20	AF - 12	DF -25	DF -20	DF - 12	AEMA	GEA -1	GEA - 2
1 1/2"	38.1							100			100			100		100
1"	25.4	0.0804						70-100	100		80-95	100			100	75-100
3/4"	19.1	0.1135							70-100	100		80-95	100		80-100	65-90
1/2"	12.7	0.1605	100					25-55		70-100	62-77		80-95			
3/8"	9.52	0.2274	85-100	100	100				20-45			60-75			50-80	45-75
1/4"	6.35	0.3215														
No. 4	4.76	0.4547	60-85	70-90	85-100	100	100	0-15	0-20	10-30	45-60	47-62	50-65	35-80	30-60	30-60
No. 8	2.38	0.7428	40-60	45-70	65-90	95-100	95-100	0-5	0-10	0-10		35-50		25-65	20-45	20-45
No. 16	1.19	1.4855	28-45	28-50	45-70	65-90	85-98								15-35	15-35
No. 30	0.59	2.9836	19-34	19-34	30-50	40-60	55-90					13-23			10-25	10-25
No. 50	0.297	5.9722	12-25	12-25	18-30	24-42	35-55								8-20	8-20
No. 80	0.177	10.9037	7-18	7-18	10-20	15-30	20-35								5-15	5-15
No. 200	0.074	21.8443	4-8	5-15	5-15	10-20	15-25	0-2	0-2	0-2		3-8		2-15	3-12	3-12
Equivalente de Arena		130a180	> 50					— o —			Mínimo 40 Base Mínimo 45 Rodadura				> 45	
Desgaste Los Angeles			< 25 (Rodadura) < 30 (Bermas)					< 35 (bacheos) < 30 (resto)			Máximo 30 Base Máximo 25 Rodadura				< 30 Tráfico pesado < 35 resto	
Dosificación (Kg/m²)			15-25	10-15	7-12	2-6	2-4									
Residual (% sobre Agregad.)			5.5-7.5	6.5-12	7.5-13.5	1.0-16	1.2-20	2.3-4.0	3.0-4.5	3.5-5.0	4.5-5.5				1.5-4.5	
Agua (% sobre Agregados)			10-20	10-20	10-20	10-30	15-40	No necesaria			Necesaria				Necesaria	
Cemento			0.3% a 3%													
Modulo de riqueza (K)				4.4 a 4.5	4.5 a 4.8	4.9 a 5.1		2.5-2.7 (Regularizar) 3.5-3.7 (Rodadura)			4.0-5.0				3.0	
Para Arena emulsión K = 3.2						$F.S.E. = \frac{2.5}{\sqrt{D \cdot d}}$		F.S.E.: Factor de Superficie Específica D: diámetro superior en m.m. d: diámetro inferior en m.m.			$\% I.R. = K \sqrt[3]{S.E.}$				L.R.: Ligante Residual S.E.: Superficie Específica	

WWW.LITECSA.C

cas de la región donde se vaya a colocar la mezcla y del número esperado de ejes equivelentes de 80 KN (8.2 toneladas) en el carril y período de diseño, como se indica en la tabla, que relaciona la temperatura media anual y el número de ejes equivalentes de 80 KN.

Temperatura media anual (Grados Celsius)	Ejes equivalentes de 80 KN	
	$\geq 5x10^6$	$<5x10^6$
>15	1.2	1.1
≤15	1.1	1.0

El asfalto deberá cumplir los requisitos de calidad establecidos en el artículo 410 de las especificacones del INV, cemento asfáltico.

Agregados pétreos

La naturaleza del agregado deberá ser tal, que al aplicársele una capa del material bituminoso que haya de utilizarse en el trabajo, ésta no se desprenda por acción del agua. Podrán admitirse agregados que contengan alguna característica hidrófila para uso en mezclas de concreto bituminoso, siempre que se agregue algún aditivo de comprobada eficiencia para proporcionar una capa resistente.

El agregado grueso procederá de la trituración de roca o grava o por una combinación de las dos; sus fragmentos deben ser limpios, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegradas. Estará exento de polvo, tierra, terrones de arcilla u otras materias objetables que puedan impedir la adhesión completa del asfalto.

El agregado grueso deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- **Trituración**

Se elaborará por trituración mecánica de roca de cantera o de grava natural, de manera que el agregado grueso procesado presente al menos un setenta y cinco por ciento (75%), en peso, de partículas con dos o más caras fracturadas, de acuerdo con la norma de ensayo INV E-227.

- **Resistencia a la abrasión**

El porcentaje de desgaste será menor del cuarenta por ciento (40%) para las capas de base asfáltica y del treinta por ciento (30%) para las de rodadura, determinado según la norma de ensayo INV E-218 Y 219.

COM.EC 2587713

- **Solidez**

El agregado grueso triturado no debe experimentar más del doce por ciento (12%) o dieciocho por ciento (18%) de pérdida de peso, al someterlo a cinco (5) ciclos en la prueba de solidez con los sulfatos de sodio o magnesio, respectivamente, según las norma de ensayo INV-E-220.

- **Forma**

Los índices de aplanamiento y alargamiento del agregado grueso, determinados según la norma de ensayo INV-E-230, serán inferiores al treinta y cinco por ciento (35%).

- **Adhesividad**

Se considera que la adhesividad es suficiente, cuando la pérdida de resistencia de una mezcla elaborada con el porcentaje óptimo de asfalto sea inferior al veinticinco por ciento (25%), al ser sometida al ensayo de inmersión compresión, según la norma de ensayo INV-E-738.

- **Pulimento**

El coeficiente de pulimento acelerado del agregado grueso, determinado de acuerdo con la norma de ensayo INV-E-232, deberá ser como mínimo de cuarenta y cinco centésimas (0.45).

- **Agregado fino**

Estará constituido por arena de trituración o una mezcla de ella con arena natural. Se compondrá de granos limpios, duros, de superficie rugosa y angular, libres de terrones de arcilla y otro material objetable que pueda impedir la adhesión del asfalto.

El agregado fino deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- **Arena Natural**

La proporción en peso de arena natural en el agregado fino no podrá exceder el cincuenta por ciento (50%).

- **Solidez**

El agregado fino deberá satisfacer los mismos requerimientos del agregado grueso en la prueba de solidez en sulfato de sodio o magnesio.

- **Adhesividad**

La adhesividad, medida por el ensayo de Riedel-Weber, norma de ensayo INV-E-774, se considera suficiente cuando el índice de adhesividad es superior

WWW.LITECSA.C

a cuatro (4). Alternativamente, se considerará satisfactoria cuando la pérdida de resistencia en el ensayo de inmersión-compresión, norma de ensayo INV-E-738, sea inferior al veinticinco por ciento (25%) en una mezcla elaborada con el porcentaje óptimo de asfalto.

- **Llenante mineral**

Podrá provenir de los procesos de trituración y clasificación de los agregados grueso y fino o será de aportación como producto comercial, generalmente cal hidratada o cemento Portland.

Su proporción dentro de la mezcla será definida en el diseño de ésta.

Su densidad aparente, determinada por el ensayo de sedimentación en tolueno, norma de ensayo INV-E-225, deberá encontrarse entre 0.5 y 0.8 g/cm^3.

Gradación de la mezcla de agregados

El conjunto de agregado grueso, agregado fino y llenante mineral deberá ajustarse a las siguientes gradaciones:

Tamiz		Porcentaje que pasa		
(mm)	Sistema alterno (ASTM)	Tipo		
		A	B	C
25	1"	-	-	100
19	3/4"	-	100	80-100
12.5	1/2"	-	80-100	67-85
9.5	3/8"	100	70-80	60-77
4.75	No. 4	65-87	51-68	43-54
2	No. 10	43-61	38-52	29-45
0.425	No. 40	16-29	17-28	14-25
0.180	No. 80	9-19	8-17	8-17
0.075	No. 200	5-10	4-8	4-8

En la construcción de bases asfálticas y bacheos, se empleará la gradación C. Para capas de rodadura, se empleará la gradación A, si el espesor compacto

COM.EC 2587713

no supera los 3 centímetros y la B para espesores superiores. Para espesores mayores de 5 centímetros, podrá emplearse también la gradación C.

Limpieza del agregado

- **Plasticidad**

La fracción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm) del material ya elaborado y con la gradación adecuada, no podrá presentar plasticidad, según normas de ensayo INV-E-125 y 126.

- **Equivalente de arena**

El equivalente de arena, determinado según la norma de ensayo INV-E-133, deberá ser, cuando menos del cincuenta por ciento (50%).

Diseño de la mezcla asfáltica

Las mezclas asfálticas se diseñarán siguiendo el método Marshall y de acuerdo con el procedimiento presentado en el manual MS2 del Instituto del asfalto en su sexta edición, aplicando los siguientes criterios:

Características	Tránsito de diseño (N) Ejes equevalentes de 8.2 t		
	$>5x10^6$	$5x10^5$-$5x10^6$	$<5x10^5$
Compactación, golpes/cara	75	75	75
Estabilidad mínima (Kg)	750	650	500
Flujo (mm)	2-3.5	2-4	2-4
Vacíos con aire: (porcentaje)			
Capa de rodadura	4-6	3-5	3-5
Base asfáltica	4-8	3-8	3-8
Vacíos en agregados minerales (porcentaje)			
Gradación A	16	16	16
Gradación B	15	15	15
Gradación C	14	14	14

Además, la relación llenante/ligante de la mezcla óptima deberá encontrarse cerca de los siguientes valores verificando, sin embargo, que la concentración

WWW.LITECSA.C

del llenante no supere el valor crítico determinado mediante la norma de ensayo INV-E-745.

Compactación de la mezcla

La compactación deberá comenzar, una vez extendida la mezcla, a la temperatura mas alta posible con que ella pueda soportar la carga a que se somete sin que se produzcan agrietamientos o desplazamientos indebidos.

La compactación se continuará mientras la mezcla se encuentre en condiciones de ser compactada y se concluirá con un apisonado final que borre las huellas dejadas por los compactadores precedentes. La densidad por obtener durante la compactación será, como mínimo, el noventa y siete por ciento (97%) de la máxima obtenida al compactar por el método Marshall, según el procedimiento presentado en el manual MS2 del Instituto del Asfalto, en su sexta edición las muestras de referencia obtenidas en la planta con la fórmula de trabajo.

La textura del pavimento terminado deberá ser uniforme y permitir una adecuada adherencia con las llantas de los vehículos en condición de superficie húmeda. Al efecto, deberá presentar un coeficiente de resistencia al deslizamiento superior a 0.45 cuando se verifique por medio del medidor portátil del TRRL, según la norma de ensayo INV-E-793.

Condiciones meteorológicas

Las mezclas de concreto esfáltico sólo podrán extenderse en condiciones climatológicas adecuadas. Su puesta en obra sólo se permitirá si la temperatura ambiente es superior a cinco (5) grados Celsius.

Por ninguna circunstancia se permitirá la pavimentación en momentos de lluvia.

Acabado

Las tolerancias admisibles para la aceptación del concreto asfáltico compactado, serán las siguientes:

- La distancia entre el eje del proyecto y el borde de la capa que se esté construyendo, excluyendo sus chaflanes, no podrá ser menor, en más de 5 centímetros, que la distancia señalada en los planos o determinada por el Interventor.
- El espesor de cada capa terminada, verificando por medio de perforaciones, no deberá acusar deficiencias mayores de medio (1/2) centímetro. Si la

COM.EC 2587713

estructura del pavimento incluye dos o más capas de concreto asfáltico, la máxima deficiencia admisible será de un (1) centímetro, para el total de dichas capas.

Las deficiencias de espesor en las capas de base asfáltica, se podrán compensar mediante el aumento de espesor de la capa de rodadura.

- Concluída la compactación, el pavimento terminado deberá presentar una superficie lisa y ajustarse a las rasantes y pendientes establecidas. La regularidad del perfil deberá cumplir los siguientes valores mínimos.

Cuando el control se haga con el analizador de perfil longitudinal APL-25:

	Niveles C.A.P.L.				
	<4	<6	<10	<13	<16
% mínimo admisible de medidas	20	50	85	95	100

Cuando no se disponga de este aparato, la rugosidad superficial se medirá en unidades IRI por los medios disponibles por el Interventor. Su valor no deberá exceder de 2m/km.

8.4 CAPAS GRANULARES PARA PAVIMENTOS

La base y subbase granulares son elementos estructurales del pavimento que junto con la capa asfáltica tienen como propósito el de distribuir las cargas del tránsito sobre la subrasante o fundación. Para satisfacer este propósito, las bases y subbases deben ser construidas con propiedades de resistencia internas necesarias.

Subbases granulares para pavimentos flexibles

a) Granulometría

Teniendo en cuenta que no se requiere que el material de subbase granular posea una estabilidad muy elevada, se acepta una amplitud en la curva granulométrica aceptable (ver Tabla 8.30).

b) la fracción fina debe tener un límite líquido no mayor de 25 y un índice plástico no superior a 6.

WWW.LITECSA.C

c) El equivalente de arena debe ser como mínimo 25%.

d) El desgaste máximo admisible del material al ser ensayado en la máquina de los Angeles es 50%.

e) La capa debe compactarse en el terreno por lo menos al 95% de la densidad máxima del ensayo Proctor modificado (INV E-142). Para esta densidad el material debe presentar un CBR de 20, 30 o 40% mínimo.

Tabla 8.30
Gradación exigida para subbase de pavimentos flexibles

Tamiz		Porcentaje que pasa
Normal	Alterno	
50 mm	2"	100
37.5 mm	1 1/2"	70-100
25 mm	1"	60-100
12.5 mm	1/2"	50-90
9.5 mm	3/8"	40-80
4.75 mm	No. 4	30-70
2.0 mm	No. 10	20-55
425 μm	No. 40	10-40
75 μm	No. 200	4-20

Subbases para pavimentos rígidos

a) Granulometría

El material debe ser no bombeable y podrá consistir en grava, arena, piedra partida ó combinación de ellas, de manera tal que el tamaño máximo de las partículas no supere el tercio del espesor de la capa compactada. La Tabla 8.31 muestra dos posibles gradaciones, según recomendaciones de la AASHTO.

b) El límite líquido de la fracción que pasa el tamiz de 0.425 mm, no debe ser mayor de 25, ni el índice plástico mayor de 6.

COM.EC 2587713

c) La compactación de la capa en el terreno debe ser tal que se garantice un incremento mínimo de la densidad luego de poner el pavimento en servicio. Generalmente, se especifica un densidad de cuando menos el 100% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor estándar.

Tabla 8.31
Gradación recomendada por la AASHTO para subbases granulares de pavimentos rígidos

Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa	
	Tipo A	Tipo B
38.1	100	100
19.1	60-90	85-100
9.76	35-60	50-80
0.425	10-25	20-35
0.074	0-7	5-12

Bases granulares

La base granular es estructuralmente la capa más importante de un pavimento flexible, por esta razón, sus materiales constitutivos deben ser de muy alta calidad. Los requisitos más importantes que se exigen a dichos materiales son:

a) La fracción gruesa debe ser producto de trituración mecánica. La exigencia usual en nuestro medio es que al menos la mitad de las partículas mayores a 4.76 mm presenten una cara fracturada mecánicamente.

b) El material debe encajar dentro de una franja granulométrica que permita obtener una alta densidad. En la Tabla 8.32 se presenta una de las más usuales en la construcción de carreteras.

c) El límite líquido de la fracción que pasa el tamiz de 0.425 mm no puede ser mayor de 25, y el índice plástico máximo admisible debe ser ≤ 3%.

d) El desgaste del material en la máquina de los Angeles no puede superar el 40%.

e) Las pérdidas de peso en el ensayo de solidez en sulfato de sodio deben ser inferiores a 12% y 18% si el ensayo se hace en sulfato de magnesio.

f) El equivalente de arena mínimo aceptable es 30%.

WWW.LITECSA.C

g) El nivel de compactación en el terreno de esta capa debe ser por lo menos igual a la máxima del ensayo Proctor modificado (INV E-142). Para dicha densidad, el CBR del material debe ser cuando menos 80%.

Tabla 8.32
Gradación para bases granulares

Tamiz (mm)		Porcentaje que pasa	
		A	B
37.5 mm	1 1/2"	100	-
25.0 mm	1"	70-100	100
19.0 mm	3/4"	60-90	70-100
9.5 mm	3/8 "	45-75	50-80
4.75 mm	No. 4	30-60	35-65
2.0 mm	No. 10	20-15	20-45
425 μm	No. 40	10-30	10-30
75 μm	No. 200	5-15	5-15

8.5 *CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES Y DE CONSTRUCCIÓN*

La calidad de los materiales empleados en la construcción de un pavimento, así como su proceso constructivo, suelen comprobarse mediante un conjunto de pruebas de campo y laboratorio.

A continuación se presentan las Tablas 8.33, 8.34, 8.35 y 8.36; preparadas por la division de Ingeniería de materiales MOPT, en las cuales se indican las pruebas rutinarias de control para las unidades de obra mas frecuentes en la construcción de pavimentos flexibles.

Conviene, sin embargo, definir algunos términos utilizados en las tablas en mención.

Lote: es una cantidad de material que se desea controlar. Puede representar el volumen de una fuente, la producción de un día, un determinado número de toneladas o un tiempo especificado durante el proceso de fabricación.

COM.EC 2587713

Tabla 8.33
Plan general de control (Rellenos)

Ensayo	Lote	Frecuencia (No. de muestras por lote)	Valor especificado	Tolerancias
Suelos Tolerables (****)				
CBR	Depósito homogéneo	1	• 3% +	• Ninguna
Expansión en CBR	Depósito homogéneo	1	• 3% -	• Ninguna
Materia orgánica	Depósito homogéneo	1	• 2% -	• Ninguna
Compactación en laboratorio	Depósito homogéneo	1	• —	• —
Granulometría	Jornada	1	• No podrá tener partículas > 6	• —
Límites de consistencia	Jornada	1	• LL ≤ 40	• Ningún resultado de ensayo podrá ser > 45%
Compactación en obra	Jornada	1	• 90% + de la γd máx. del Proctor Mod. (*)	• Ningún resultado de ensayo podrá ser inferior a 88%
Suelos adecuados				
CBR	Depósito homogéneo	1	• 5% +	• Ninguna prueba puede dar un resultado menor de 4%
Expansión en CBR	Depósito homogéneo	1	• 2% -	• Ninguna
Materia orgánica	Depósito homogéneo	1	• 1% -	• Ninguna
Compactación en laboratorio	Depósito homogéneo	1	• —	• —
Granulometría	Jornada	1	• Sin partículas > 4" y % pasa # 200 < 35%	• —
Límites de consistencia	Jornada	1	• LL ≤ 40	• Ningún resultado de ensayo puede ser mayor de 45%
Compactación en obra .	Jornada	1	• 90% +(**) ó 95% + (***) de γd máx. de Proctor Mod. (*).	• Ningún resultado de ensayo podrá ser inferior a 88% (**) o 93% (***)
Suelos seleccionados				
CBR	Depósito homogéneo	1	• 10% +	• Ningún ensayo puede dar un resultado inferior a 8%
Expansión en CBR	Depósito homogéneo	1	• 0	• Ninguna
Materia orgánica	Depósito homogéneo	1	• 0	• Ninguna
Compactación en laboratorio	Depósito homogéneo	1	• —	• —
Granulometría	Jornada	1	• Sin partículas >3" y % pasa #200 < 25%	
Límites de consistencia	Jornada	1	• LL ≤ 30 IP ≤ 10	• Ningún resultado de ensayo puede ser > 33. • Ningún resultado de ensayo puede ser > 12
Compactación en obra	Jornada	1	• 90% + (**) ó 95% + (***) de γd máx. de Proctor Mod. (*).	• Ningún resultado de ensayo podrá ser inferior a 88% (**) o 93 % (***).

(*) Cuando la compactación se controle con el Proctor de energía variable, el requisito de compactación mínima en obra será 100%, no admitiéndose valores individuales menores de 98% para coronas de terraplén. Para núcleos, los límites son 98 y 96% respectivamente.
(**) Requisito cuando se usa en el núcleo del terraplén.
(***) Requisito cuando se usa en la corona del terraplén.
(****) Los suelos tolerables solo pueden emplearse en cimientos y núcleos de terraplén. Si el núcleo es susceptible de inundarse, no podrán usarse en su construcción.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 8.34
Plan general de control (Subbases granulares)

Ensayo	Lote	Frecuencia (No. de muestras por lote)	Valor especificado	Tolerancias
CBR	Depósito homogéneo (*)	1	25% + al 95% de compactación del Proctor Modificado	Ningún ensayo puede dar un resultado inferior a 22%.
Expansión en CBR	Depósito homogéneo (*)	1	0	Ninguna
Desgaste Los Angeles	Depósito homogéneo (*)	1	50% –	Ningun resultado de ensayo puede ser mayor de 53%.
Equivalente de arena	2000 m^3	1	25%+	No se admiten resultados de ensayo menores de 23%.
Compactación en laboratorio	2000 m^3	1	—	—
Granulometría	Jornada	1	Ver especificación	El tamaño máximo del agregado no puede ser mayor que la mitad del espesor de la capa compactada.
Límites de consistencia	Jornada	1	LL < 25 IP < 6	— Níngún valor individual puede ser mayor de 7.
Compactación en obra	Jornada	1	95% + de γd máx. del Proctor Modificado	Ningún resultado de ensayo podrá ser inferior a 93%.
Espesor capa compactada	Jornada	1	El de diseño	Ningún resultado podrá ser menor al 90% del espesor de diseño, pero el defecto no podrá exceder de 2cm.

(*) El depósito homogéneo se refiere a la producción continua de un material, proveniente de determinada fuente, el cual se ensayará luego de sufrir todo el proceso mecánico necesario para obtener los agregados a emplear en la obra.

Tabla 8.35
Plan general de control (Bases granulares)

Ensayo	Lote	Frecuencia (No. de muestra por lote)	Valor especificado	Tolerancias
CBR	Depósito homogéneo (*)	1	80% + al 100% de la γd máx. del Proctor Modificado.	Ningún valor de ensayo podrá ser menor de 70%.
Expansión en CBR	Depósito homogéneo (*)	1	0	Ninguna
Desgaste Los Angeles	Depósito homogéneo (*)	1	40% -	Ningún ensayo podrá dar más de 45%
Pérdidas en sulfato de sodio	Depósito homogéneo (*)	1	12% -	Ningún valor de ensayo podrá ser mayor del 15%
Partículas fracturadas mecánicamente en agregado grueso	Semanal	1	50% +	Ningún ensayo individual podrá dar un valor menor de 40%.
Indices de aplanamiento y alargamiento	Semanal	1	35% -	En ningún ensayo individual de las dos pruebas podrá haber resultados mayores de 40%.
Compactación en laboratorio	2000 m^3	1	-	-
Equivalente de arena	2000 m^3	1	30% +	Ningún resultado de ensayo podrá ser menor de 27%.
Granulometría	Jornada	1	Según especificación	El tamaño máximo no rebasará la 1/2 del espesor de capa compactada.
Plasticidad	Jornada	1	NP	Ninguna
Compactación en obra	Jornada	1	100% + de γd máx. de Proctor Modificado	Ningún resultado de ensayo podrá ser inferior a 98%.
Espesor capa compactada	Jornada	1	El de diseño	Ningún valor individual podrá tener un defecto mayor de 1 cm con respecto al valor de diseño.

(*) Dado que el material a usar en la construcción de la base debe ser triturado, clasificado y mezclado, se entiende por depósito homogéneo la producción de un determinado material proveniente de una misma fuente, el cual se ensayará luego de sufrir el proceso mecánico necesario para la obtención de los agregados a utilizar en la obra.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 8.36
Plan general de control (Concretos asfálticos)

Ensayo	Lote	Frecuencia (No. de muestras por lote)	Valor especificado	Tolerancias
I - Agregados pétreos				
I - a) General				
- Desgaste Los Angeles	Depósito homogéneo	1	30% -	En ninguna prueba podrá dar más de 35%.
- Pérdidas ante acción del sulfato de sodio.	Depósito homogéneo	1	12% -	Ningún resultado de ensayo podrá ser mayor del 15%.
- Adherencia con asfalto	Depósito homogéneo	1	95% +	El resultado del ensayo no es determinante para la aceptación o rechazo del agregado.
- Coeficiente de pulimento acelerado	Depósito homogéneo	1	0.40 +	Ninguna
I - b) Tolvas en frío				
- Pesos específicos	Depósito homogéneo para el material de cada tolva.	1	–	–
-Índices de aplanamiento y alargamiento (agregado grueso)	Semanal	1	35% -	Ningún resultado de ensayo para cada prueba, podrá dar más de 40%.
- Partículas fracturadas mecánicamente (agregado grueso).	Jornada	1	75% +	Ningún resultado de ensayo podrá ser menor de 65%.
- Granulometría	Jornada	1	Según especificación	Los agregados combinados deben ajustarse a la fórmula de trabajo, con las siguientes tolerancias: **Tamiz** **% pasa** 4 y mayores ± 6 10 ± 4 40 y 80 ± 3 200 ± 2
-Plasticidad	Jor nada	1	NP	Ninguna
I - c) Llenante mineral (si lo hay)				
- Granulometría	Cada suministro	1	–	–
- Peso específico	Cada suministro	1	–	–
I - d) Cada tolva en caliente				
- Granulometría	Semanal	1	Según fórmula de trabajo	–

Continúa...

(Continuación...) **Tabla 8.36**

Plan general de control (Concretos asfálticos)

Ensayo	Lote	Frecuencia (No. de muestra por lote)	Valor especificado	Tolerancias
2 - Asfalto				
- Penetración	Cada suministro	1	Según características de la obra	± 5% por encima o debajo de especificación, para una muestra parcial.
- Ductilidad	Cada suministro	1	100 cm +	Ninguna
- Penetración luego de prueba al horno en lámina delgada	Cada suministro	1	50% +	Ninguna
-Solubilidad en tricloroetileno	Cada suministro	1	99% +	Ninguna
- Peso específico	Cada suministro	1	—	—
- Ensayo de la mancha	Cada suministro	1	Negativo	—
-Indice de penetración	Cada suministro	1	-1.5 a + 0.5	Ninguna
3 - Mezcla				
3 - a) Recién fabricada				
- Pruebas Marshall (densidad, vacíos, estabilidad, flujo).	Jornada	1	Según criterios de diseño	En vacíos con aire, 1% por encima o debajo de límites. En estabilidad, ningún resultado de ensayo podrá ser menor del 80% de la mínima especificada. En flujo, ninguna
-Contenido de asfalto (extracción)	Jornada	1	Según diseño de mezcla	± 0.3% con respecto al peso de la mezcla.
- Gradación sobre agregados recuperados	Jornada	1	Según especificación	Los aceptables para la fórmula de trabajo.
3 - b) Colocada y compactada en obra				
-Densidad	Jornada	1	97% + de la obtenida en 3.a).	Ningún resultado de ensayo podrá ser menor de 95%.
- Espesor	Jornada	1	El de diseño	Ningún resultado de ensayo podrá ser 0.5 cm. menor que el de diseño.
- Resistencia al deslizamiento (péndulo TRRL)	Jornada	1 (Según técnica TRRL)	Según las características geométricas de la zona verificada.	—
- Uniformidad del perfil con regla móvil de 3m.	300 m	1 (Según técnica TRRL)	No habrá irregularidades de más de 4mm, tanto longitudinal como transversalmente	Según recomendaciones del TRRL.
4 - Temperaturas				
- Agregados calientes	Jornada	Horaria	Según tipo de mezcla	La temperatura debe ser similar a la del asfalto, con tolerancia de + 10°C.
-Asfalto	Jornada	Horaria	Según tipo de asfalto y mezcla.	Para mezclas densas, debe corresponder a una visc. entre 150 y 300 centistokes.
- Mezcla recién elaborada	Jornada	Con volqueta	—	—
- Mezcla colocada, lista para compactar	Jornada	Con volqueta	La máxima que permita obtener la densidad especificada.	(*)

(*) Conviene que la suma de las temperaturas de mezcla y ambiente, se encuentre entre 150 y 190°C, tendiendo al límite superior en las condiciones más desfavorables (asfalto muy viscoso, clima frío, mezcla muy densa, capa delgada, compactador liviano) y al límite inferior cuando se trabaje en buenas condiciones.

WWW.LITECSA.C

Muestra: es una porción que se elige del lote y que se considera representativa de él. Puede estar constituída por un determinado número de muestras parciales.

Referencias Bibliográficas

1. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Normas Técnicas Colombianas para la Construcción 1973.

2. INSTITUTO DEL ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMÉRICA. Tecnología del Asfalto y Prácticas de Construcción. Segunda edición 1983.

3. THE ASPHALT INSTITUTE. Manual del Asfalto. Ediciones Urmo, S.A. 1977.

4. M.O.P.U. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Manual de Control de Fabricación y Puesta en obra de Mezclas Bituminosas, 1978.

5. COMISIÓN PERMANENTE DEL ASFALTO. Octavo Simposio. "Control de calidad en los pavimentos Asfálticos" 1982.

6. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Notas Técnicas.

7. INSTITUTO DE VÍAS - Universidad del Cauca. Los agregados - conferencias.

8. SÁNCHEZ SABOGAL, Fernando. Manual para el Control de Calidad en la Construcción de Pavimentos Flexibles. 1991.

COM.EC 2587713

CAPÍTULO 9
COMPACTACIÓN

9.1 COMPACTACIÓN DE SUELOS

9.1.1 Antecedentes

Uno de los primeros conocimientos empíricos que el constructor primitivo derivó de su experiencia; posiblemente por accidente, consiste en que los suelos compactados tienen un mejor comportamiento comparado con los sueltos. Prueba de lo anterior son los bordos construidos en China antes de nuestra era, así como los caminos erigidos por los antiguos mayas en lo que es hoy el estado de Yucatán. La compactación fué entonces generada como un medio para obtener obras más durables y con mejores propiedades mecánicas.

Como una consecuencia del auge en la construcción de obras de tierra, en la tercera década de este siglo se iniciaron los primeros esfuerzos por racionalizar la compactación en diversas partes del mundo, principalmente en los Estados Unidos. En 1928 y 1929, O.J. Porter desarrolló en la División de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación racional de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras.

En 1933, Proctor comenzó a producir resultados de importantes investigaciones que hicieron posibles muchas de las técnicas de uso actual. Tales

COM.EC 2587713

investigaciones condujeron al establecimiento de métodos para la especificación y verificación de los trabajos de campo en el laboratorio. Estos patrones se fijaron, obviamente, atendiendo a las necesidades especificas y a los procedimientos de construcción de la época.

A partir de este momento se observa la tendencia a referir todo trabajo de compactación a aquellos patrones, independientemente de los requerimientos particulares de la obra. Ello ha implicado proceder como si la compactación fuese un fin en sí misma, independiente de las características de la estructura por construir, y no solo un medio para lograr las propiedades mecánicas adecuadas, como lo sabían ya los primeros constructores de presas.

En la actualidad aún persiste en nuestro medio la idea de que la compactación consiste en: "incrementar el peso volumétrico seco (o densidad seca) del material por medios mecánicos y que a mayor peso volumétrico mejor obra se esta ejecutando". Esto desde luego en términos generales no es cierto ya que dentro del comportamiento mécanico de los suelos interviene otras variables como se comentará más adelante.

Una definición que considera a la compactación como un medio para alcanzar el objetivo principal de los antiguos constructores es la siguiente:

"Compactación es el proceso por medios artificiales, por el cual se pretende obtener mejores caracteristicas en los suelos, de tal manera que la obra resulte duradera y cumpla con el objetivo por el que fué proyectada".

Las caracteristicas que se pretenden mejorar ,con la compactación son:

- Resistencia.
- Compresibilidad.
- Relación esfuerzo-deformación.
- Permeabilidad.
- Flexibilidad.
- Resistencia a la erosión.

Las tres primeras son generalmente requeridas en cualquier obra, en otras se busca además una adecuada permeabilidad y una buena flexibilidad. Y, finalmente, como una consecuencia del proceso de compactación es favorecer la resistencia a la erosión del suelo compactado.

Es necesario anotar que en cada caso particular la relación entre estas características es diferente, por lo que propiedades que son deseables en una obra pueden ser menos importantes en otra. Por lo tanto, se puede decir que

WWW.LITECSA.C

el obtener una buena compactación implica la obtención de la relación idónea de las características antes anotadas en el suelo procesado.

9.1.2 Efectos de los diferentes factores que intervienen en la compactación

9.1.2.1 Efectos de contenido de agua

a) En el peso volumétrico seco

Es un hecho empírico que la eficiencia de cualquier proceso de compactación depende del contenido de agua del suelo. La forma de dicha dependencia es como la mostrada en la Figura 9.1 que relaciona el peso volumétrico seco (o densidad seca) y la humedad agregada al suelo en el proceso de compactación. En esta figura se puede ver que el peso volumétrico seco resultante de la compactación es tanto mayor cuanto menor es la diferencia entre el contenido de agua de compactación y el contenido de agua óptimo, y alcanza un máximo para dicho óptimo.

b) El grado de saturación

En la Figura 9.2 se presenta una curva tipica de compactación con diferentes grados de saturación. De ella se puede observar que el grado de saturación disminuye rápidamente al disminuir el contenido de agua por debajo del óptimo, y el grado de saturación de muestras compactadas con el contenido de agua superior al óptimo es casi constante y relativamente alto.

9.1.2.2 Efectos de la energía de compactación

a) En el peso volumétrico seco

La Figura 9.3 muestra un conjunto de curvas de compactación de un mismo suelo con el mismo procedimiento pero diferentes energías de compactación. Se observa al aumentar la energía de compactación que las curvas se desplazan hacia arriba y hacia la izquierda, es decir, aumenta el peso volumétrico máximo y disminuye el contenido de agua óptimo. Puede observarse también que el incremento de peso volumétrico seco que se logra con un cierto aumento en la energía de compactación, es tanto mayor cuanto menor sea el contenido de agua del suelo, de modo que cualquier incremento de energía aplicado a un suelo con contenido de agua superior al óptimo se "gasta" en deformarlo angularmente, pero no en reducir el volumen del suelo. Esto se debe a que un suelo con contenido de agua superior al óptimo es más

COM.EC 2587713

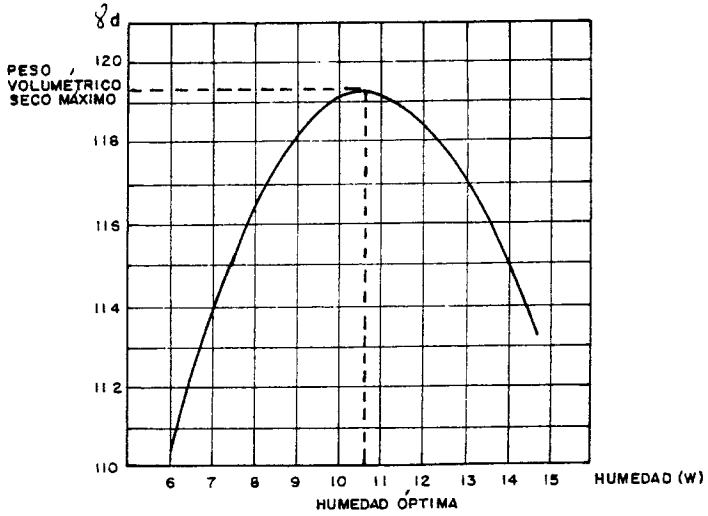


Figura 9.1 – Curva típica de compactación de suelos.

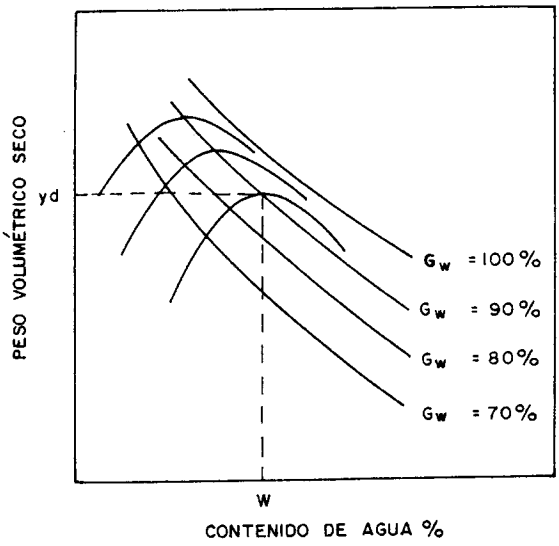


Figura 9.2 – Curva γd vs W con curvas Gw = 100%, 90%, 80%, 70%.

WWW.LITECSA.C

deformable y su base fluida menos compresible debido a su bajo contenido de aire.

b) En el grado de saturación

Como el proceso de compactación en suelos finos (poco permeables) se realiza a contenido de agua constante, todo aumento de peso volumétrico seco logrado por incremento de la energía de compactación da lugar a un aumento bien determinado del grado de saturación. Por tanto, un suelo compactado con cierto contenido de agua resultará con un grado de saturación tanto más alto, cuanto mayor sea la energía empleada en la compactación, excepto para contenidos de agua superiores al óptimo, para los que todo intento de compactación adicional involucra un proceso muy ineficiente, por las razones señaladas en el inciso anterior.

c) En la estructura

Toda la energía aplicada a un suelo durante la compactación se gasta en: 1) reducir su volumen, 2) inducirle deformaciones angulares. Por tanto el grado de orientación adicional de las particulares de un suelo arcilloso, inducido por un incremento en la energía de compactación, es una función creciente del contenido de agua. Por lo señalado en los dos párrafos anteriores, si el contenido de agua de compactación es superior al óptimo, toda la energía adicional aplicada será empleada en acercar la estructura del suelo o la condición extrema a) de la Figura 9.4.

9.1.2.3 Efectos del método de compactación

Al tratar de métodos de compactación diferentes, no es posible hacer comparaciones a igual energía de compactación, a causa de los factores imponderables que influyen en la eficiencia del proceso de compactación y en la magnitud misma de la energía aplicada al suelo. Interesa, sinembargo, saber cual es la diferencia resultante de compactar un mismo suelo a humedad y peso volumétrico seco dados por dos procedimientos diferentes. En tales condiciones, cualquier diferencia de propiedades solo puede deberse a una diferencia de estructuras y ésta solo seria atribuible a una diferencia en la magnitud de las deformaciones angulares inducidas por el método de compactación.

Por tanto, a igualdad de humedad y peso volumétrico seco, el máximo grado de orientación de las partículas se lograría en el laboratorio, mediante compactación por amasado y el mínimo por compactación estática; la compactación por impactos daria resultados intermedios. En el campo, la compactación

COM.EC 2587713

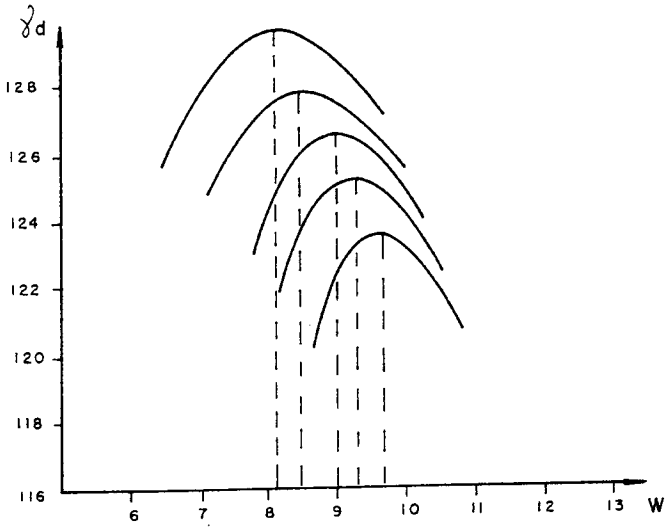


Figura 9.3 – Efecto de la energía de compactación en el peso volumétrico seco.

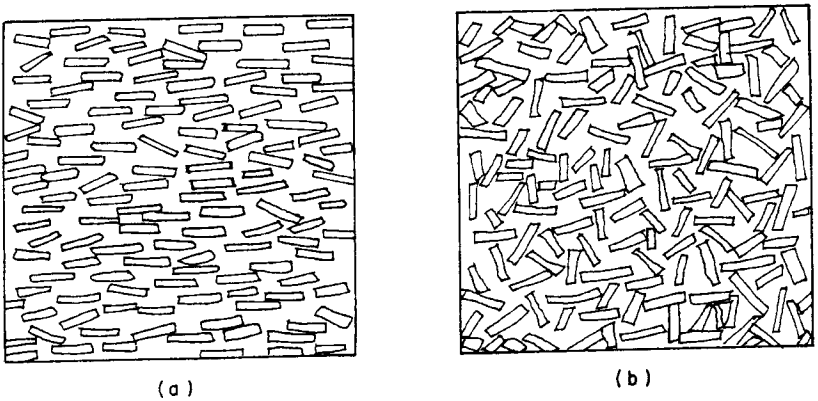


Figura 9.4 – Estructuras extremas de un suelo arcilloso:
a) Alto grado de orientación de partículas;
b) Bajo grado de orientación de partículas.

WWW.LITECSA.C

con rodillo pata de cabra produce un grado de orientación de partículas ligeramente mayor que el compactador neumático.

Por otra parte, una diferencia muy conocida entre los resultados de las pruebas de compactación por amasado y por impactos en el laboratorio es que el lugar geométrico de los óptimos corresponde a grados de saturación mayores en la primera que en la segunda prueba mencionada.

El orden de magnitud de dicha diferencia para una arcilla arenosa bien graduada y poco plástica es menor que para suelos más plásticos.

9.1.2.4 Efectos de la fracción gruesa

El efecto principal de la fracción gruesa de un suelo se manifiesta principalmente en el peso volumétrico seco. Al elaborar una mezcla bien graduada de arcilla, arena y grava, se ve que el peso volumétrico seco máximo aumenta hasta cierto límite al aumentar el porcentaje de fracción gruesa, para después decrecer. Puede decirse que mientras la fracción fina constituye una matriz dentro de la cual las partículas gruesas no establecen cadenas continuas, el peso volumétrico seco máximo aumenta con el porcentaje de gruesos, ocurriendo lo contrario a partir del momento en que la fracción gruesa forme una estructura continua.

Si, a contenido de gruesos constante, se cambia la granulometría de la fracción gruesa, el peso volumétrico seco máximo aumenta sistemáticamente al mejorar la distribución granulométrica de la fracción gruesa.

9.1.3 Requisito de compactación

El nivel de densificación de un suelo en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Como resultado de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de los problemas que en el campo pueden presentarse, casi siempre sucede que el peso volumétrico obtenido en el terreno no es igual al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de referencia. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide a través de la relación, en el porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo de compactación en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio.

El porcentaje de compactación de un suelo es:

$$\%\ \text{compactación} = \frac{\text{Peso volumétrico seco medido en el ensayo en el terreno}}{\text{Peso volumétrico máximo de laboratorio}} \times 100$$

COM.EC 2587713

El grado de densificación que se fije para un proyecto determinado para ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, imposibles de alcanzar en la obra bien por las propiedades particulares de los suelos por compactar y/o por las características de los equipos de compactación disponibles.

A continuación se presentan los requisitos mínimos de compactación (Tabla 9.1) que establecen las normas vigentes del Instituto Nacional de Vías.

Un requisito de compactación se debe fijar buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades:

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamientos.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo del campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que la 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegara a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se puede realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro A y B. El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición

WWW.LITECSA.C

6 solo se puede estimar cualitativamente, dado que aún no se dispone de una correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Tabla 9.1
Requisitos mínimos de compactación según las normas del I.N.V.

Capa compactada	% de compactación mínimo admisible en el terreno		
	Normas de construcción (1966)	Plan de pavimentación (1970)	Plan de recuperación (1979)
Cuerpo terraplén	95 Proctor estándar	90 Proctor modificado	90 Proctor modificado
Subrasante		95 Proctor modificado	95 Proctor modificado
Subbase granular	95 Proctor modificado	95 Proctor modificado	95 Proctor modificado
Base granular	100 Proctor modificado	100 Proctor modificado	100 Proctor modificado
Base suelo-cemento	98 Proctor estándar		

La formulación de un requisito de compactación adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado, a todas las variables de importancia en el proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua ajustando el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero, en tal caso, el suelo que se compacte puede tener también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco.

9.1.4 Ensayos de compactación

Prueba Proctor estándar o normal

R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia.

COM.EC 2587713

El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor estableció una prueba que consiste en:

a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.

b) Se toma un cilindro de 4 pulgadas de diámetro por 4 ½ pulgadas de altura, se llena en tres capas, aproximadamente iguales, con material de prueba.

c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 kg con un área de contacto de 20 cm^2, el que se deja caer de 35 cm de altura. Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.

d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.

e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores humedad-peso volumétrico seco.

Con estos pares de valores se dibuja una gráfica como la que se presenta en la Figura 9.5, en ella puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso volumétrico seco máximo", o peso unitario seco, y el contenido de humedad como "humedad óptima".

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso volumétrico seco máximo que debe obtenerse en la construcción de la capa del pavimento que se desea construir y la humedad óptima.

Por ejemplo: si el proyectista especifica el 95% del Proctor estándar o normal en el caso que se presenta en la Figura 9.5, tenemos que: P.V.S.M. = 1820 kg/m^3, entonces el 95% del P.V.S.M. = 0.95 x 1820 = 1729 kg/m^3 es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco de 1729 kg/m^3, como mínimo, en ese material.

Debe notarse que con un trabajo de compactación de 60200 $kg\text{-}m/m^3$, sería imposible obtener el 95% del Proctor estándar, si el contenido de humedad estuviera abajo del 10% o arriba del 21%.

La razón de la existencia de un peso volumétrico seco máximo es que en todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la

WWW.LITECSA.C

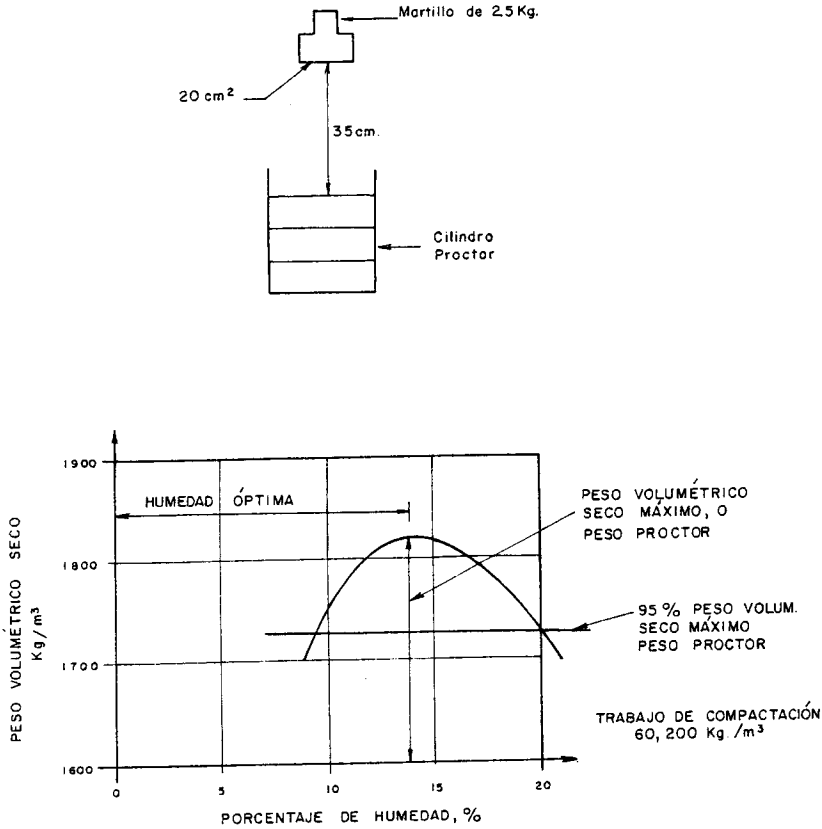


Figura 9.5 – Representación de la prueba de compactación Proctor estándar o normal.

humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta la humedad aún más, el agua empieza a ocupar el espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

Por lo tanto, si se aumenta o disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

COM.EC 2587713

Prueba Proctor modificada

Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeronaves cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor Modificada.

Para esta prueba se usa el mismo cilindro proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 kg y cayendo de una altura de 46 cm proporcionando 25 golpes por capa, el trabajo de compactación se incrementa de 60.200 kg-m/m^3 a 257.500 kg-m/m^3.

En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado, aproximadamente 4.5 veces (ver Figura 9.6).

En la Figura 9.6 se puede ver que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9% y que la humedad óptima disminuyó 3% esto último es invariablemente cierto.

Métodos de control

Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay dos métodos principales:

a) Medida física de peso y volumen (cono y arena).

b) Mediciones nucleares.

a) Método del cono y arena

Este método es el más utilizado en nuestro medio y consiste en:

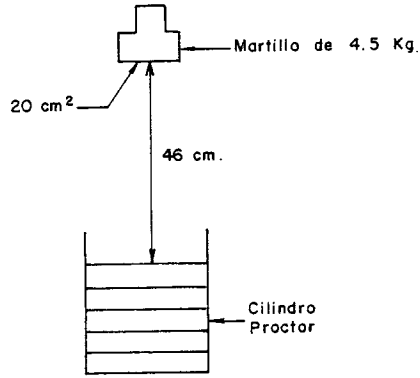
1) Se excava un agujero de 10 a 15 cm de diámetro, a la misma profundidad de la capa por probar.

2) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se seca para determinar humedad y el peso volumétrico seco.

3) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente consiste en llenarlo con una arena de peso volumétrico constante que se tiene en un recipiente graduado.

4) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, se calcula el peso volumétrico de la muestra, que debe ser igual o mayor que el peso volumétrico seco especificado.

WWW.LITECSA.C



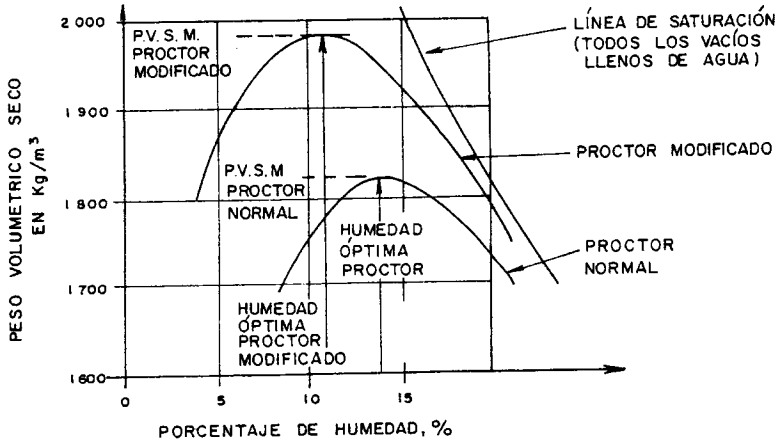


Figura 9.6 – Representación de la prueba de compactación Proctor modificado y normal.

COM.EC 2587713

Es necesario tener presente la influencia de la fracción gruesa en los resultados de la compactación, pues, si a un contenido de gruesos constante, se cambia la granulometría de la fracción gruesa, el peso volumétrico seco máximo aumenta sistemáticamente al mejorar la distribución granulométrica de la fracción gruesa. Por esta razón es inadecuado el procedimiento de compactación de laboratorio en el que la fracción retenida en cierto tamiz (generalmente la de 3/4") se sustituye por el mismo peso de material que pasa por aquel tamiz y es retenido en la No. 4. Los resultados de la compactación por tal método obviamente no son aplicables a la verificación de la compactación de campo.

Para evitar lo anterior se han elaborado gráficas de corrección de la densidad por la presencia de partículas de agregado grueso, como las que se presentan en las Figuras 9.7 y 9.8.

El valor de densidad obtenido en el ensayo en el terreno, se comparará con el máximo que se alcanza con el mismo material en la prueba de laboratorio, aplicando el criterio del procentaje de compactación ya visto.

$$\% \text{ compactación} = \frac{\text{Peso volumétrico seco medido en el ensayo en el terreno}}{\text{Peso volumétrico máximo de laboratorio}} \times 100$$

Fórmula que es aplicable de manera directa cuando tanto el suelo obtenido en el ensayo en el terreno como el compactado en el laboratorio tengan el mismo porcentaje de partículas retenidas en el tamiz No. 4.

En caso de no ser así, se debe aplicar una corrección al resultado del ensayo de laboratorio mediante las Figuras 9.7 y 9.8.

La Figura 9.7 se emplea en el caso de que el ensayo de laboratorio se haya efectuado sobre material que pase en su totalidad el tamiz No. 4 y la segunda cuando el material ensayado pase a través del tamiz 3/4".

b) Pruebas de medición nuclear

Para evitar el tiempo y costo que significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el método nuclear. Los equipos poseen, para la determinación de la densidad, una fuente emisora de rayos gamma (radio-berilio o cesio 137), un detector sensible a estos rayos cuando son modificados al atravesar el suelo que se ensaya y un contador automático que registra la velocidad con que los rayos modificados arriban al detector. Esta velocidad depende en parte a la densidad del suelo y se mide generalmente en cuentas atómicas por minuto (CPM). La conversión de dicha

WWW.LITECSA.C

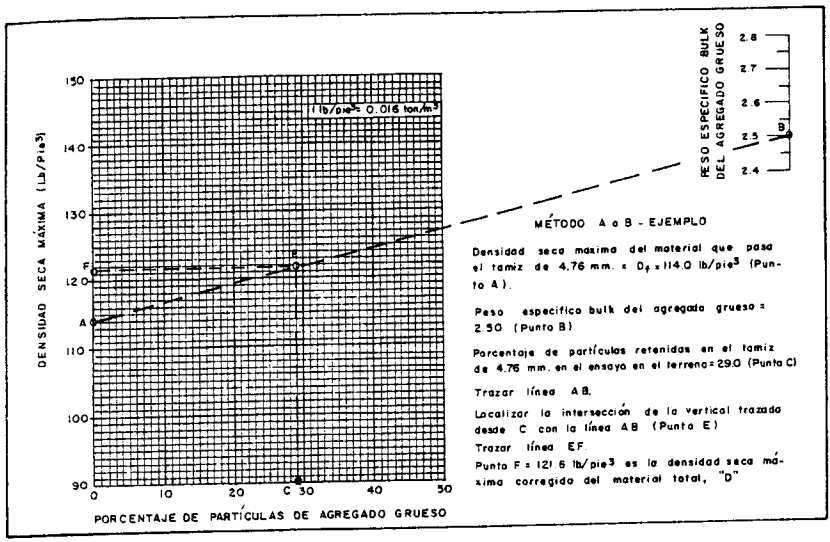


Figura 9.7 – Gráfico de corrección de la densidad por la presencia de partículas de agregado grueso.

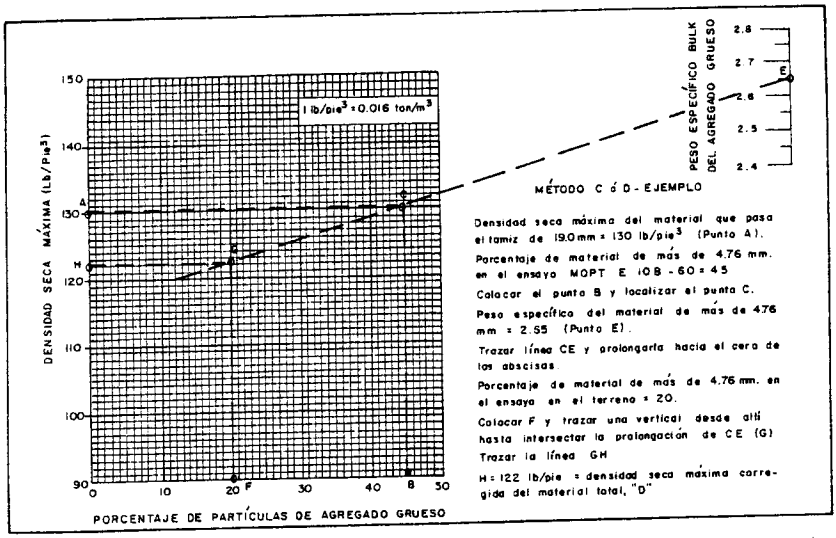


Figura 9.8 – Gráfico de corrección de la densidad por la presencia de partículas del agregado grueso.

COM.EC 2587713

velocidad a densidad húmeda la puede realizar directamente el aparato si posee memoria para ello, o puede efectuarse con ayuda de curvas de calibración suministradas por el fabricante.

Para la medida de las humedades, el equipo dispone de una fuente emisora de neutrones rápidos (americio-berilio o radio-berilio) un detector de los neutrones que pierden velocidad al chocar con otros de masa semejante tal es el caso del núcleo de hidrógeno y un contador automático que registra la velocidad con que los neutrones lentos llegan al detector. Esta velocidad se convierte a humedad (expresada como masa de agua por unidad de volumen del suelo) (ver Figura 9.9).

9.1.5 Compactación y compactadores

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

1) Presión: la aplicación de una fuerza por unidad de área.

2) Impacto: golpeo de una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.

3) Vibración: golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia y baja amplitud.

4) Manipulación: acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacios.

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de igual presión, obtendremos superficies llamadas bulbos de presión.

En la Figura 9.10 se puede observar lo siguiente:

1) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece constante incrementando la carga, la profundidad del bulbo de presión aumenta.

2) Si aumenta la presión, y el área permanece constante, la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, si aumenta.

Si se considera un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor se tiene:

De (1) y (2) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

WWW.LITECSA.C

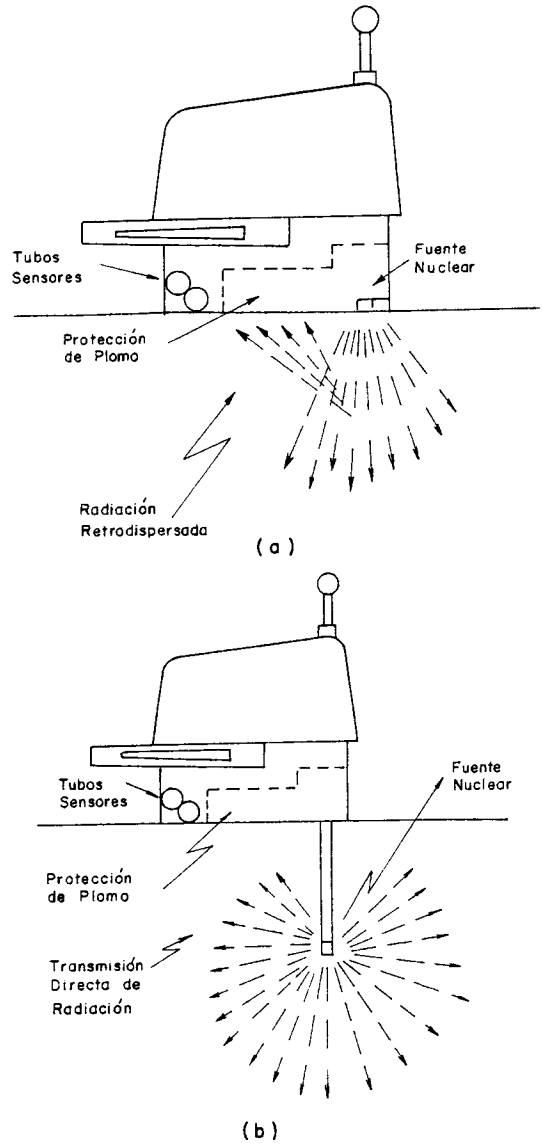


Figura 9.9 – Sistema de retrodispersión (a) y transmisión directa (b).

COM.EC 2587713

De (2) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (1) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que, tenga mayor superficie de contacto, aunque la presión permanezca constante.

La teoría de los bulbos de presión fué desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son elásticos y la teoría es razonablemente cierta para suelos granulares.

Tipos de compactadores

Hay una gran variedad de equipos de compactación de los cuales se describiran sus características básicas:

1) Compactadores metálicos

Un rodillo metálico utiliza solamente presión con un mínimo de manipulación en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad, conforme avanza la compactación, el ancho del área de contacto se reduce y la profundidad del bulbo de presión aumenta los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie. Estos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa (ver Figura 9.11).

Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, el sobre lastrar estos equipos, con un doble efecto negativo:

a) El incremento de energía de compactación.

b) La reducción del contenido de humedad.

De acuerdo con el comportamiento del suelo para estos cambios, deben esperarse altísimos pesos volumétricos que se aprecian como encarpetamiento con los defectos para esta condición.

WWW.LITECSA.C

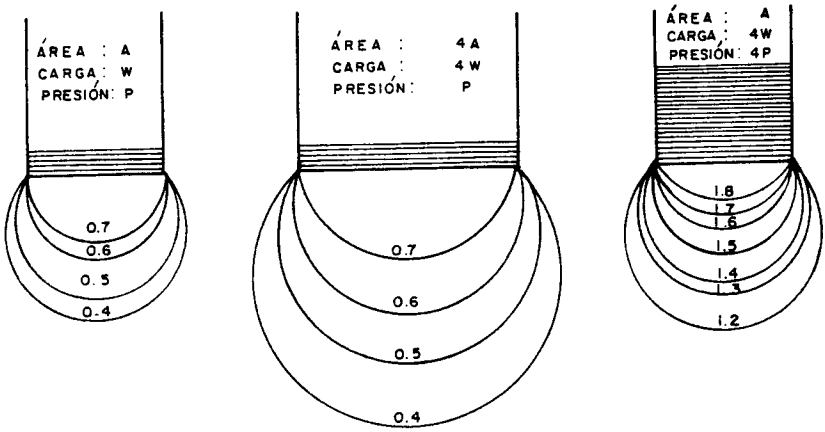


Figura 9.10 – Placa rígida, circular de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga W, dando una presión de contacto "p".

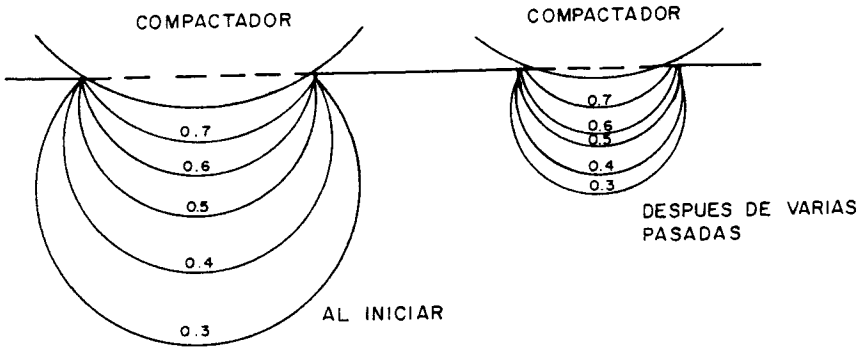


Figura 9.11 – Bulbos de presión bajo un rodillo metálico.

COM.EC 2587713

2) Compactadores pata de cabra

Consisten en cilindros dentados con diferentes diseños de "pata" que trabajan en forma eficiente en materiales cohesivos y se dice que compactan de abajo hacia arriba, ya que al comenzar a transitar sobre el material suelto depositado, se hunden aplicando todo el peso en los niveles inferiores de la capa. Así al aplicar varias pasadas van aflorando porque el incremento de compactación permite que el equipo sea soportado por la capa, para el compactador la última fracción de capa queda generalmente suelta y pasa a formar parte del espesor de la capa siguiente. Con lo anterior se consigue:

a) Una compactación uniforme.

b) Una integración entre las capas compactadas, evitando estratificaciones indeseables.

El número de pasadas, el tipo de material y el área de la pata, influyen en el peso volumétrico obtenidos así como el contenido de humedad del material.

3) Compactadores de reja

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año.

El compactador transita sobre la roca suelta sobre el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacios formando una superficie suelta y estable. Como una guía la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efecto favorable en materiales granulares. El perfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de manipulación por lo que este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia.

Estos compactadores, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como se requiriría para una base granular de carretera.

4) Compactador de impacto

A causa de los problemas de limpieza del compactador de reja, se diseñó un nuevo equipo usando los mismos principios; el compactador de impacto, es

WWW.LITECSA.C

un rodillo metálico, al que se le han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada.

Estas pirámides no son de la misma altura, pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del compactador de reja, esto le da las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por medio de dientes sujetos al marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado.

El diseño contempla una fácil entrada y salida de la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos compactadores han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, ésto es importante en corazones impermeables de presas.

Cuando un compactador de impacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm los bulbos de presión y las ondas de impacto, proveen suficiente manipulación con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre en cualquier otro compactador excepto el pata de cabra.

El compactador de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos.

5) Compactadores vibratorios

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos compactadores está casi limitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos compactadores pueden producir un gran trabajo de compactación en relación con su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación.

Buscando extender estas ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado compactadores de impacto (Tamping Rollers) vibratorios, en que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado.

COM.EC 2587713

Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, "fuera de base" a un marco rígido para obtener efecto de manipulación.

Estos compactadores se clasifican por su tamaño, pequeños hasta 9.000 kg de fuerza dinámica y grandes de más de 9.000 pudiendo llegar hasta 20.000 kg o más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 6 km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

6) Compactadores neumáticos

Los compactadores neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de subbases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.

La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta, si W es el peso del compactador y "p" es la presión de contacto, los efectos se pueden observar en la Figura 9.12.

De la Figura 9.12 se observa que si aumentamos el peso sin aumentar la presión, aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, ésto nos permitirá trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos, pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa, esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en bases y subbases.

Si aumentamos el peso y la presión, estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

WWW.LITECSA.C

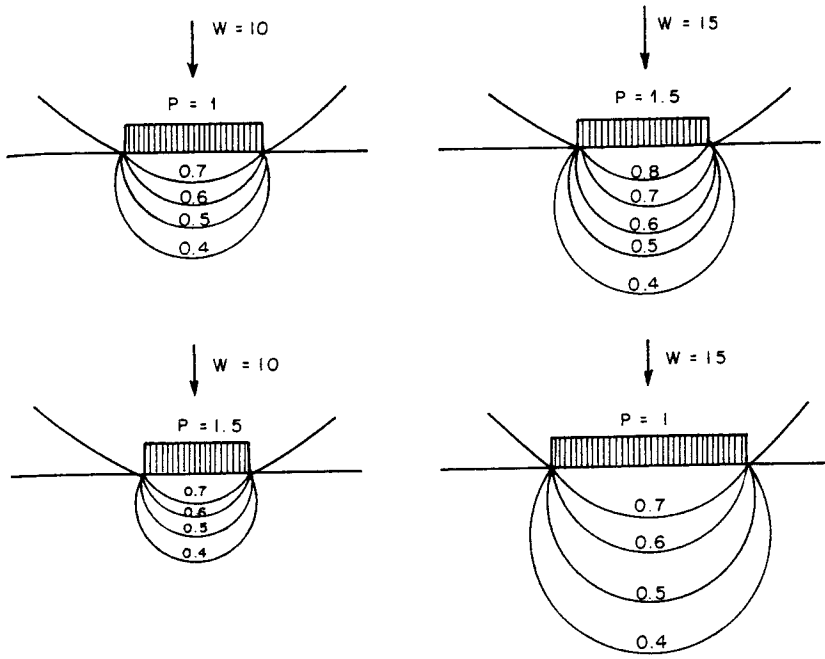


Figura 9.12 – Bulbos de presión bajo un compactador neumático.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 t) y pueden llegar hasta 80 psi en compactadores grandes (de 10 a 60 t).

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Los compactadores neumáticos grandes proveen excelente manipulación en materiales cohesivos, con llantas grandes y cargas grandes son capaces de compactar capas gruesas (0.50 a 0.80 m), sin embargo en materiales plásticos pueden causar excesivo desplazamiento del material superficial. Las llantas grandes tienen una cierta tendencia a rebotar con las desigualdades del terreno (desgaste).

El gran peso y la resistencia al rodamiento requieren grandes unidades tractoras, y sus velocidades de operación son bajas, resultando normalmente costos altos de compactación.

COM.EC 2587713

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno no natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc).

9.2 COMPACTACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

El efecto de la compactación consiste en forzar las partículas de agregado a estar en contacto y luego mantener ese contacto mediante la acción adhesiva del asfalto. De esta forma el pavimento adquiere estabilidad, cohesión e impermeabilidad.

Estabilidad: está definida por la posiblidad de un pavimento de mantener o restaurar su equilibrio bajo las cargas del tránsito que tienden a desplazarla. No puede desarrollarse estabilidad sin la fricción que tiene lugar cuando por compactación se mantienen las partículas en contacto.

Cohesión: esta propiedad permite mantener unidos los componentes de la masa del pavimento y esta originada por la acción adhesiva del asfalto y relleno mineral. En tanto la cohesión comunica resistencia a la tracción, la compactación une las partículas y permite que el cohesivo que recubre las partículas las mantenga en contacto.

Impermeabilidad: se define como la resistencia que opone el pavimento al paso de agua y aire. La impermeabilidad mejora a medida que aumenta la densidad de la mezcla, pues, ello evita que los vacíos de la masa, queden interconectados.

Solo a través, de una compactación adecuada se pueden obtener capas de rodamiento resistentes, durables y lisas.

9.2.1 Influencia de las propiedades de los materiales en la compactación

La compactabilidad de la mezcla es afectada por el agregado y el asfalto.

La fricción entre partículas de agregados ocasiona resistencia de la mezcla a la compactación, pero al mismo tiempo proporciona estabilidad a la mezcla compactada. La fricción interna de una mezcla asfáltica, está influenciada principalmente por la gradación y textura superficial del agregado y de la forma de sus partículas. Por lo tanto, los agregados de superficie rugosa hacen necesaria una mayor energía de compactación que las mezclas más trabajables.

Aunque la fricción granular de la mezcla depende de la rugosidad de todo el agregado, fundamentalmente esta se ve afectada por la fracción que pasa por el tamiz de 3/8".

WWW.LITECSA.C

Si los agregados de la mezcla son débiles se pueden partir al pasar los compactadores metálicos, dificultando de esta forma la compactación.

Los agregados absorbentes secan la mezcla y también dificultan la compactación.

La granulometría influye también en la compactabilidad. La granulometría uniforme es más fácil de compactar por procedimientos convencionales. El exceso de material grueso vuelve ásperas a las mezclas con lo cual se requiere mayor esfuerzo para la compactación, mediante compactadores pesados en la pasada inicial. Los excesos de arena hacen a las mezclas excesivamente trabajables y muy blandas, especialmente en el caso de arena de caras redondeadas de tamaño cercano al tamiz No. 30. Deben usarse para su compactación rodillos livianos y tamperatura de compactación algo baja, pues, la mezcla es inestable.

El relleno mineral aumenta la cohesión, por esta razón, si ésta es baja, las partículas no estaran en contacto íntimo después de la compactación, pero, si las mezclas presentan un exceso de filler, éstas serán muy rígidas y difíciles de compactar.

La viscosidad es otro parámetro que afecta la compactación, ya que si esta es alta tiende a oponerse al movimiento de partículas bajo los compactadores, pero si la viscosidad es muy baja, las partículas se mueven fácilmente al compactar, aunque la cohesión no es suficiente para unir partículas en la mezcla compactada.

El asfalto caliente actúa como lubricante, atemperando la fricción entre partículas. En la mezcla fría desarrolla sus propiedades ligantes.

El grado de penetración del asfalto influye también, a mayor viscosidad es más difícil compactar. Para reducir la viscosidad suele compactarse a mayor temperatura.

Las mezclas pobres de asfalto son difíciles de compactar, y no desarrollan íntegramente la cohesión en servicio. El exceso de asfalto vuelve a la mezcla inestable bajo el peso del compactador. En la Tabla 9.2 se presenta un resumen de factores que influyen en la compactación.

9.2.2 Influencia del espesor de la capa asfáltica

Generalmente resulta más fácil compactar capas de espesor considerable, pues, éstas mantienen el calor por más tiempo permitiendo mayor número de pasadas del compactador. En capas de poco espesor el enfriamiento rápido

COM.EC 2587713

Tabla 9.2
Resumen de factores que influyen en la compactación

Factores	Efectos	Correcciones
- Agregado		
• Superficie lisa	Fricción baja entre partículas	Usar compactadores livianos
• Superficie rugosa	Fricción alta entre partículas	Usar compactadores pesados
• Débil	Se rompe bajo aplanadoras	Usar agregados aptos Usar compatadores neumáticos
• Absorbentes	Secan la mezcla. Dificultan la compactación	Incrementar el contenido de asfalto con la mezcla
- Asfalto		
• Viscosidad		
- Alta	Movimiento entre partículas restringido	Usar compactadores pesados. Incrementar la temperatura
- Baja	Movimiento entre partículas fácil durante la compactación	Usar compactadores livianos. Bajar la temperatura.
• Cantidad		
- Alta	Inestable y plástica bajo compactadores	Bajar el contenido de asfalto
- Baja	Lubricación reducida, compactación difícil	Incrementar el asfalto en la mezcla Usar compactadores pesados.
- Mezcla		
• Exceso de agregado grueso	Mezcla difícil de compactar	Reducir el agregado grueso. Usar compactadores pesados.
• Exceso de arena	Demasiado trabajable, difícil de compactar	Reducir arena en la mezcla. Usar compactadores livianos.
• Exceso de filler	Rigidez a la mezcla, difícil de compactar	Reducir el filler en la mezcla. Usar compactadores pesados.
• Falta de filler	Baja cohesión, la mezcla puede abrirse	Incrementar el filler en la mezcla.
- Temperatura de la mezcla		
• Alta	Difícil de compactar, falta cohesión en la mezcla.	Reducir la temperatura de la mezcla
• Baja	Difícil de compactar, muy rígida.	Incrementar la temperatura de compactación
- Espesor de capa		
• Alto espesor	Mantiene la temperatura, más tiempo para compactar.	Compactación normal
• Espesor bajo	Pierde temperatura, menos tiempo para compactar.	Compactar antes que enfríe la mezcla. Incrementar la temperatura de mezcla.
- Condiciones del clima		
• Baja temperatura de aire	Enfría la mezcla rápidamente	Compactar antes que enfríe la mezcla.
• Baja temperatura superficial	Enfría la mezcla rápidamente	Incrementar la temperatura de mezcla.
• Viento	Mezcla fría, costras en superficie	Incrementar espesor de mezcla

WWW.LITECSA.C

obliga a pasar los compactadores de forma inmediata y a completar la compactación rápidamente. En consecuencia, en capas de 5 cm o menos, la temperatura de compactación de la mezcla debe ser algo mayor con el objeto de permitir un número de pasadas del equipo de compactación suficiente para lograr la densidad buscada antes del enfriamiento de las mezclas.

Cuando los espesores son de 8 o más centímetros es conveniente reducir la temperatura de la mezcla.

La colocación de capas asfálticas sobre capas débiles, que ceden ante la presión no es recomendable. Si no puede evitarse, puede ser favorable usar capas de mayor espesor que tienden a proteger la capa inferior. También deben usarse compactadores, más livianos. Si se obtiene densidad aceptable en la primera capa colocada, la mayor resistencia de la misma permite compactar perfectamente las capas colocadas por encima.

9.2.3 Influencia de la temperatura de la mezcla

La temperatura de la mezcla es el factor principal en la compactación, de modo que resulta normalmente adecuado dejar que el compactador siga a la pavimentadora lo más cerca posible. Se considera que una mezcla puede compactarse cuando el cemento asfáltico permanece fluido para actuar como lubricante. Si la mezcla enfría, el asfalto desarrolla sus propiedades adhesivas y el compactador pierde efecto. El mejor momento para compactar es cuando la resistencia o la compactación es mínima, aunque sí suficiente para soportar los compactadores sin desplazamiento excesivo.

La temperatura óptima esta ligada a propiedades de la mezcla (fricción intergranular, granulometría de la mezcla y viscosidad del asfalto).

En la mayoría de las mezclas puede incrementarse la densidad por compactación, siempre que la temperatura de la mezcla sea superior a 117°C.

9.2.4 Influencia de las condiciones climáticas en la compactación

El efecto de la temperatura ambiente en la compactación, es muy importante, pues, si la temperatura es baja la mezcla enfría rápidamente. Se ha llegado a determinar que en capas de 5 cms. de espesor la temperatura ambiente de distribución debe ser mayor de 15°C.

En capas de 10 a 20 cm de espesor se admite que esa temperatura sea como mínimo 0°C. El viento afecta la compactación, si es fuerte enfría rápidamente

COM.EC 2587713

la mezcla especialmente en tiempo frío, acasionando la producción de una cáscara en la superficie de la mezcla de 9 a 12 mm de espesor.

La temperatura de la capa sobre la que se distribuye la mezcla es también importante. Si se compactan capas de espesor considerable se reduce este efecto.

9.2.5 Equipos de compactación

Podrán utilizarse compactadores autopropulsados de cilindros metálicos, estáticos o vibrantes, triciclos o tándem, de neumáticos o mixtos. El equipo de compactación deberá ser aprobado por el interventor a la vista de los resultados que se hayan obtenido en los tramos de prueba.

a) Compactadores metálicos estáticos

Este tipo de compactadores se caracterizan por una presión lineal teórica sobre la generatriz de los rodillos, función del peso, distribución y ancho de las ruedas, variables dentro de ciertos límites fundamentalmente por el lastrado. Estas presiones ejercidas son variables durante el proceso de compactación por el hundimiento de las llantas en la mezcla plástica. Por ello, los compactadores metálicos ejercen presiones más débiles al comienzo de la compactación junto con un mayor efecto de amasado, aumentando esta presión a medida que progresa el apisonado, al tiempo que disminuye su efecto en profundidad, por lo que en principio son más aptos para un apisonado inicial, o bien, al final de la eliminación de marcas y para el trabajo en bordes y juntas; son menos eficaces en capas gruesas. Generalmente se emplean los triciclos en apisionado inicial, bordes y juntas, y los tándem de dos, o mejor de tres ejes, en el apisionado final. Los pesos varían normalmente entre 5 y 20 t.

b) Compactadores neumáticos

Las características de los compactadores neumáticos están fijadas por tres factores principales: carga total por rueda, presión del neumático y rigidez y otras características del mismo. Para los distintos valores de estos factores se produce en una superficie determinada una presión de contacto que determina el efecto compactador de la máquina. El efecto compactador en profundidad es mayor que el de los rodillos metálicos y, para la misma presión de contacto, se aumenta la carga con la superficie de contacto, es decir, con el mayor diámetro y balón. El efecto de amasado en profundidad es grande. Por ello son máquinas más versátiles, susceptibles de emplearsen a bajas cargas y presiones como compactador inicial y a altas presiones y cargas como compactador principal.

WWW.LITECSA.C

c) Compactadores vibratorios

Los compactadores vibratorios emplean rodillos metálicos y suelen ser de menor peso, debiendo su efecto compactador a la energía dinámica que produce su vibración, caracterizada por una determinada amplitud y frecuencia, en muchos casos regulables. Las frecuencias y amplitudes varian entre 1500 y 400 ciclos por minuto y de 0.4 a 1.0, respectivamente, su efecto es grande en profundidad y también son eficaces en capas delgadas. Para capas gruesas suelen emplearse amplitudes altas y frecuencias bajas y para las delgadas al contrario.

d) Compactadores mixtos

En la actualidad los compactadores de este tipo más utilizados son los neumáticos - vibrantes, y equipos que reunen las ventajas de ambos métodos.

9.2.6 Ventajas de la compactación de pavimentos al 100 por ciento de la densidad de laboratorio durante la construcción

Las ventajas que resultarian de la compactación de pavimentos al 100 por ciento de la densidad de laboratorio, durante la construcción son los siguientes:

- Cuanto mayor es la cantidad de vacíos dejados en la mezcla luego del aplanamiento, más rápida es la velocidad de endurecimiento del asfalto, hecho que ocasionará deterioros prematuros en el pavimento a poco tiempo de su construcción, según lo han demostrado diversas experiencias. Este fenómeno puede evitarse con la compactación de las mezclas de grado denso, al 100% de la densidad de laboratorio.
- Se ha demostrado que al 95 y 97% de la densidad de compactación de laboratorio, la estabilidad Marshall es sólo del 20 y el 40%, aproximadamente, de la estabilidad lograda al 100% en laboratorio.
- A medida que se aumenta la densificación de una mezcla asfáltica, aumenta el módulo de rigidez de la capa compactada.
- La compactación de una mezcla por debajo del 100% de la densidad de laboratorio afecta de forma importante los espesores requeridos para un pavimento asfáltico.

9.2.7 Tramos de prueba

Al iniciarse los trabajos, el contratista de la obra construirá una o varias secciones de ensayo, del ancho y longitud adecuados, y en ellas se probará el equipo y el plan de compactación.

COM.EC 2587713

Se tomarán muestras de la mezcla y se ensayaran para determinar su conformidad con las condiciones especificadas de densidad, granulometría, contenido de ligante y demás requisitos. En el caso de que los ensayos indicasen que la mezcla no se ajusta a dichas condiciones, deberán hacerse inmediatamente las correcciones necesarias en la instalación de fabricación y sistemas de extensión y compactación o, si ello es necesario, se modificará la fórmula de trabajo, repitiendo la ejecución de las secciones de ensayo, una vez efectuadas las correcciones.

Una vez ajustada la fórmula de trabajo y la instalación de fabricación, se procederá a realizar los tramos de prueba con el fin de establecer el plan de extensión y de compactación más adecuados y mediante el análisis de las características de la mezcla, se realizarán las últimas correcciones antes de comenzar la puesta en obra.

Durante la ejecución de los tramos de prueba, la extensión de la mezcla se realizará, de ser posible, en las mismas condiciones que en la futura puesta en obra en cuanto a ancho y espesor de la capa y a la velocidad de extendido, en función de los dos factores anteriores y de la producción de la planta.

Teniendo presente el equipo de compactación disponible, a fin de no multiplicar los tramos de prueba, se establecerán las variables a ensayar.

En un primer ensayo será aconsejable escoger, basados en la experiencia, las condiciones que se crean más apropiadas, se realizarán los tramos de prueba variando tan sólo el orden del tren de apisonado y número de pasadas, fijando la carga lineal para los rodillos metálicos, la carga y presión de inflado para los neumáticos y la frecuencia y amplitud de vibración para los vibratorios, si disponen de estas posibilidades.

El orden del tren de apisonado dependerá en principio de la maquinaria puesta a disposición de la obra, teniendo en cuenta qué máquinas pueden ser encargadas del apisonado inicial, el principal y el de acabado.

Referencias Bibliográficas

1. RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomo 1, Compactación de Suelos.

2. ARQUIE, Georges. Compactación en carreteras y aeropuertos.

3. JUÁREZ Badillo, E. y RICO A. Mecánica de suelos, Tomo 1, Compactación de suelos.

4. SANTANGELO, Roberto T. Técnicas de compactación, Publicaciones Técnicas Instituto de postgrado en vías e ingeniería civil de la Universidad del Cauca.

WWW.LITECSA.C

Capítulo 10

Evaluación de pavimentos en servicio y diseño de obras de mejoramiento

10.1 Introducción

La incidencia de factores de diverso origen determinan alteraciones de la superficie de rodamiento de los pavimentos que afectan la seguridad, comodidad y velocidad con que debe circular el tránsito vehicular presente y futuro. La finalidad fundamental de todo proceso de mantenimiento o refuerzo de los pavimentos en servicio, es corregir los defectos mencionados para alcanzar un grado de transitabilidad adecuado durante un período de tiempo suficientemente prolongado que justifique la inversión necesaria.

Las causas de los defectos mencionados son de distinto origen y naturaleza; entre las que cabe destacar las siguientes:

- Elevado incremento de las cargas circulantes y de su frecuencia con respecto a las previstas en el diseño original.
- Deficiencias durante el proceso constructivo en la calidad real de los materiales en espesores o en las operaciones de construcción, particularmente en la densificación de las capas.

COM.EC 2587713

- Diseños deficientes (ejemplos: empleo de métodos de diseño que resultan inadecuados en la actualidad; incorrecta valoración de las características de los materiales empleados; incorrecta evaluación del tránsito existente y previsto durante el período de diseño del pavimento).

- Factores climáticos regionales desfavorables (ejemplos: elevación del nivel freático, inundaciones, lluvias prolongadas, insuficiencia de drenaje superficial ó profundidad prevista).

- Deficiente mantenimiento por escasez de recursos económicos disponibles, equipo, maquinaria especializada y personal capacitado.

- Problemas de aprovisionamiento en algunas zonas del país, por agotamiento de materiales adecuados en las proximidades de los puntos de empleo, obligando a mayores distancias de acarreo. A veces la limitante es legal, por razones urbanísticas y aún ambientales.

Por los anteriores y otros problemas, existe una necesidad perentoria de optimizar el empleo de materiales (agregados pétreos y ligantes), maquinaria, mano de obra especializada y recursos económicos en las tareas de construcción y conservación de la red de carreteras; poniendo énfasis, además, no tanto en construir nuevos tramos como sí en conservar la red existente.

10.2 TIPOS DE FALLAS EN LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

Las fallas en los pavimentos pueden ser de dos tipos:

Fallas de superficie: comprende los defectos de la superficie de rodamiento debidos a fallas de la capa asfáltica y no guardan relación con la estructura de la calzada. La corrección de estas fallas se efectúa con sólo regularizar la superficie y conferirle la necesaria impermeabilidad y rugosidad. Ello se logra con capas asfálticas delgadas que poco aportan desde el punto de vista estructural en forma directa.

Fallas estructurales: comprende los defectos de la superficie de rodamiento cuyo origen es una falla en la estructura del pavimento, es decir de una o más de las capas constitutivas que deben resistir el complejo juego de solicitaciones que impone el tránsito y el conjunto de factores climáticos regionales. En la corrección de este tipo de fallas es necesario un refuerzo sobre el pavimento existente para que el paquete estructural responda a las exigencias del tránsito presente y futuro estimado. Se hace pues necesario el diseño de una estructura nueva formada por las subrasante- pavimento antiguo - refuerzo.

WWW.LITECSA.C

Teniendo en cuenta que un pavimento es una estructura con cierta capacidad para absorber como energía elástica potencial el trabajo de deformación impuesto por cada carga circulante durante su vida útil; retirada la carga, dicha energía es la determinante de la recuperación elástica o cuasi elástica de las deformaciones producidas, la que será tanto más completa cuanto menor relajación de la energía elástica se ha producido durante el tiempo que ha actuado la carga. La falla de la estructura se deriva de dos causas fundamentales:

1) Si la capacidad mencionada es excedida más allá del valor que determinan las deformaciones recuperables por elasticidad instantánea y retardada, se desarrollan deformaciones permanentes en cada aplicación de las cargas, las que se acumulan modificando los perfiles de la calzada hasta valores que resultan intolerables para la comodidad, seguridad y rapidez del tránsito y aún pueden provocar el colapso de la estructura.

2) Si la capacidad mencionada no es excedida pero las deformaciones recuperables son elevadas, los materiales y en particular las capas asfálticas sufren el fenómeno denominado fatiga cuando el número de aplicaciones de las cargas pesadas es elevado, que se traduce en reducción de sus características mecánicas. En este caso la deformación horizontal por tracción en la parte inferior de las capas asfálticas al flexionar la estructura, puede exceder el límite crítico y se llega a la iniciación del proceso de fisuramiento.

10.3 *Patología de las estructuras de pavimento en servicio*

Empleando términos médicos, el diagnóstico de una alteración (daño) en un pavimento, previo a cualquier intervención, debe basarse en el análisis de los estudios que se presentan a continuación.

10.3.1 Información existente

Se deberá efectuar una recopilación de toda la información que sea de utilidad para el proyecto y en especial para el diagnóstico sobre el estado de la estructura del pavimento. La información que se consultaría hace referencia a los siguientes aspectos:

- Geología.
- Topografía.
- Suelos y fuentes de materiales.

COM.EC 2587713

- Espesores y calidad de cada una de las capas del pavimento existente.
- Drenaje y subdrenaje.
- Tránsito.
- Ambientales.
- Diseño de mezclas.
- Diseño de pavimento y refuerzos colocados.

10.3.2 Examen superficial del pavimento

Consiste en la definición del estado superficial de la carretera y su entorno, comprendiendo este último todo tipo de obras o elementos auxiliares relacionados con el pavimento que de manera directa o indirecta pueden afectar a la comodidad y seguridad del usuario. Como resultado del examen superficial del pavimento puede obtenerse una importante serie de conclusiones para el desarrollo de trabajos futuros de conservación, a saber:

- Detectar los inicios de posibles fallas y determinar sus causas.
- Establecer zonas prioritarias para conservación.
- Determinar la necesidad de una evaluación de tipo estructural para el diseño de refuerzos.
- Presentar elementos de juicio que permitan confirmar o modificar los criterios de diseño vigentes.

Para llevar a cabo una inspección visual es preciso establecer una sistemática que deberá estar orientada a la finalidad que justifique tal inspección, (inventario para un banco de datos, programar una actuación en un tramo concreto, definir en un refuerzo generalizado las zonas puntuales que, además, necesiten reparación, etc).

La inspección visual más sencilla, pero no por ello menos eficaz, se puede llevar a cabo mediante el paso de personas con suficiente cualificacción y experiencia que vayan recorriendo un itinerario y anotando todas las deficiencias e irregularidades observadas, siguiendo una metodología previamente establecida. Los resultados de dicha evaluación se pueden consignar en los Formatos No. 10.1 y 10.2

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Formato 10.1 – Inventario de fallas en pavimentos flexibles y semirrigidos.

Carretera _____ Fecha _____
Sector _____ Plancha No. _____ de _____
Inventario entre km _____ y km _____ Elaboró _____

	Tipo de falla	Abscisas K	K	K	K	K	K	Observaciones
I - Deformaciones	A - Asentamientos	I D						
	1 - Longitudinales	I D						
	2 - Longitudinales dobles (huellas)	I D						
	3 - Transversales	I D						
	B - Baches	I D						
	C - Abultamientos	I D						
	D - Desplazamientos de borde	I D						
II - Fisuras y grietas	E - Piel de cocodrilo	I D						
	F - Lenguetas (Parábolicas en sentido long.)	I D						
	G - Rectilíneas	I D						
	1 - Longitudinales	I D						
	2 - Transversales	I D						
	H - Otras fisuras y grietas de forma var.	I D						
III - Desprendimientos	I - Ojo de pescado	I D						
	J - Pérdida de película de ligante bitumino.	I D						
	K - Descascaramiento	I D						
	L - Pérdida de agregado	I D						
	M - Cabezas duras	I D						
IV - Afloramientos	N - Afloramiento de agua	I D						
	O - Afloramiento de Ligante bituminoso	I D						
	P - Afloramiento de Ligante y llenante	I D						

Formato 10.2 – Inventario de fallas en pavimentos rígidos

Carretera _____ Fecha _____
Sector _____ Plancha No. _____ de _____
Inventario entre km _____ ykm _____ Elaboró _____

Tipo de falla		Abscisas K	K	K	K	K	Observación
I – Deformaciones							
a – Variación de nivel de las losas	I						
	D						
II – Fisuras y grietas							
a – Cuero de caimán	I						
	D						
b – Longitudinales	I						
	D						
c – Transversales	I						
	D						
d – De esquina	I						
	D						
e – Voladura (blow-up)	I						
	D						
III – Desprendimientos							
e – Desintegración	I						
	D						

WWW.LITECSA.C

Clasificación de los daños superficiales de los pavimentos

En las Tablas 10.1 a 10.7 se presentan las clasificaciones de los tipos más importantes de fallas de pavimentos.

En dichas tablas se puede apreciar que los tipos de fallas en pavimentos flexibles son más variados que en pavimentos rígidos, por cuanto los primeros permiten mayor diversidad en su construcción y es más frecuente la construcción de pavimentos flexibles económicos, particularmente en nuestro medio, a causa de la necesidad de hacer economías en los costos iniciales.

Las fallas en los pavimentos flexibles se han clasificado en cuatro grupos principales: deformaciones, fisuras y grietas, desprendimientos y afloramientos. Dentro de cada grupo se da una asignación única a cada tipo de falla, con su descripción, causas posibles de falla y criterios generales de reparación. Además de la identificación de la falla, es necesario establecer el nivel de intensidad de la misma a fin de cuantificar su progreso con el tiempo y poder así determinar el momento oportuno de ejecutar las obras de conservación que sean necesarias. En nuestro medio se utilizan cuatro niveles para las diversas fallas, asignándolas A, B, C y D. Lógicamente, esta clasificación da lugar a calificaciones subjetivas, pero la elaboración de un registro fotográfico secuencial de la evolución de la falla, permite minimizar la dificultad.

Combinación de las fallas

Cuando una determinada falla alcanza cierta magnitud, evoluciona hacia otro tipo de falla mayor, lo que dificulta la interpretación.

Así por ejemplo, en los pavimentos flexibles es posible que un asentamiento no corregido permite la formación de fisuras de pequeña magnitud, que con el tiempo se interconectan formando un sistema tipo piel de cocodrilo, el cual permite el ingreso de agua y consecuente degradación de la estructura que lleva a la desintegración del pavimento.

En consecuencia, es importante efectuar, periódicamente, un seguimiento y evaluación del pavimento, de tal forma que sea sencilla y oportuna la detección e interpretación de los deterioros que presente en el tiempo.

Utilidad de la evaluación

La definición de secciones homogéneas, de falla, junto con algunos datos sobre las características geotécnicas de los materiales de las diversas capas del pavimento y el conocimiento del comportamiento estructural en su

COM.EC 2587713

Tabla 10.1
Fallas en pavimentos flexibles-deformaciones

Tipo de deformación	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
1 - Asentamientos a) Longitudinales simples y dobles	Depresiones longitudinales continuas a lo largo de las huellas de tránsito, con o sin levantamiento de las áreas adyacentes.	Cargas de tránsito muy pesados para las cuales el espesor total del pavimento es insuficiente. Pobre calidad y saturación del suelo de subrasante. Falta de estabilidad de las capas del pavimento.	En las zonas de mayor deterioro, remover el pavimento y reconstruir las partes afectadas. Colocar una sobrecapa de refuerzo previa nivelación de la superficie del pavimento existente. Si la subrasante se encuentra saturada, colocar dispositivos de subdrenaje.
b) Transversales	Depresiones localizadas del pavimento perpendicularmente al eje de la vía.	Deficiencias de compactación en terraplenes de acceso a obras de arte, en transiciones corte-terraplén en zanjas excavadas por compañía de servicios públicos. Deficiencias de compactación de alguna capa del pavimento en una franja determinada. Saturación de la subrasante.	Levantar el pavimento en las zonas afectadas hasta la capa deficientemente compactada, densificarla adecuadamente y reconstruir el pavimento. Si esto no es posible, renivelar sistemáticamente con una mezcla asfáltica hasta obtener el perfil adecuado instalar dispositivos de subdrenaje.
2 - Baches	Depresiones localizadas del pavimento, generalmente de forma circular o parecida a ella. No se advierten pérdidas de materiales del pavimento.	Drenaje subterráneo deficiente, contaminación y/o heterogeneidad de las capas del pavimento, asi como densidad local insuficiente.	Ejecución de un parche, remplazando los materiales inadecuados. Si el tránsito lo impide, efectuar renivelaciones sistemáticas con concreto asfáltico.
3 - Abultamientos	Ondulaciones de la superficie, por lo general perpendiculares al eje de la vía.	Baja estabilidad de la capa asfáltica, la cual ha sido sometido a cargas pesadas. Si se trata de una mezcla en vía posible falta de curado en la mezcla. Zonas de frenado y estacionamiento. Deslizamiento de las carpetas sobre la base, debido a un riego de liga excesivo.	Si la capa de rodadura es un tratamiento superficial, escarificarla, mezclarla con la base y recompactarla antes de colocar una nueva capa asfáltica. Si la capa asfáltica es gruesa, lo más conveniente es remover la capa, recompactar la base y colocar una nueva carpeta.
4 - Desplazamiento de borde	Corrimientos y distorsiones de la capa asfáltica en los bordes del pavimento.	Falta de adherencia de la capa de rodadura. Falta de contención por las bermas. Tránsito pesado y contaminación de las capas granulares. Baja estabilidad de la capa de rodadura.	Reconstrucción de las zonas de pavimento afectadas y construcción o reparación de bermas.

WWW.LITECSA.C

Tabla 10.2
Fallas en pavimentos flexibles-fisuras y grietas.

Tipo de fisura o grieta	Descripción	Causas posible de la falla	Criterio general de reparación
5 - Piel de cocodrilo	Fisuras o grietas interconectadas formando polígonos de tamaño variable, semejando una malla o piel de cocodrilo.	Cumplimiento de la vida útil del pavimento. Pavimento estable sobre subrasantes elásticas. Tránsito muy pesado para el espesor del pavimento existente. Asfalto muy duro o en cantidad deficiente.	Colocación de una sobrecapa para prolongar la vida del pavimento. Si se advierten deficiencias de drenaje, instalar dispositivos adecuados, remover el material húmedo y remplazarlo por uno adecuado.
6 - Lengüetas	Grietas parabólicas en la capa asfáltica en el sentido de viaje de los vehículos.	Adherencia inadecuada entre la capa de rodadura y la base. Tránsito pesado y muy lento.	Si las grietas son muy pequeñas, sellarlas con un producto asfáltico. Si son pronunciadas remover la capa superficial hasta el punto en que haya buena liga entre las dos capas y luego hacer un parche.
7 - Rectilíneas a) Longitudinales	Fisuras y grietas paralelas al eje del pavimento, en general cerca al borde y a las huellas del tránsito.	Asentamiento de terraplenes. Cambios diferenciales de humedad en los suelos de subrasante. Deficiencias de drenaje superficial. Circulación de vehículos pesados muy cerca del borde del pavimento. Falta de sobreancho en la base. Bermas muy angostas en zonas de terraplén.	Si el problema principal es el agua, colocar dispositivos de drenaje. Las grietas deben sellarse con asfalto líquido y arena. Si se han producido asentamientos en el borde, recuperar el nivel con una capa asfáltica. Si el terraplén es muy angosto, ampliarlo.
b) Transversales	Fisuras y grietas perpendiculares al eje del pavimento.	Juntas de trabajo deficientes. Asentamientos en el contacto corte-terraplén. Espesor insuficiente de pavimento.	Sellado de grietas. Si hay insuficiencia de espesor, colocar una sobrecapa.
8 - Otras a) Por reflexión	Fisuras y grietas de tamaño y dirección irregular en la superficie.	Contracción de bases de suelo-cemento, que se refleja en la superficie. Ampliación de calzadas. Sobrecapas asfálticas construídas sobre pavimentos rígidos.	Si son pequeñas, no es necesario tomar ninguna acción. Si tienen cierto tamaño, sellarlas.
b) En bloque	Fisuras y grietas formando polígonos de bordes regulares, con ángulos por lo general rectos.	Generalmente, mezclas asfálticas de agregado fino con alto contenido de asfalto de baja penetración. Falta de tránsito en la vía.	Sellar las grietas con un producto adecuado y colocar un tratamiento superficial.

COM.EC 2587713

Tabla 10.3
Fallas en pavimentos flexibles-desprendimientos

Tipo de desprendimiento	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
9 - Ojo de pescado	Cavidad redondeada con bordes más o menos bien definidos y sin hundimientos en zonas aledañas.	Debilidad local del pavimento por escasez y/o endurecimiento del asfalto, o por ser muy delgada la capa asfáltica. Exceso o defecto de finos en la mezcla. Si la base es débil el fenómeno va progresando con la profundidad y se traduce en desintegración.	Hacer una caja y parchar. Un remedio menor consiste en limpiar el hueco y rellenarlo con mezcla asfáltica.
10 - Pérdida de película de ligante	Superficie del pavimento en la que los agregados han perdido su cubierta asfáltica.	Deficiente adherencia del ligante con los agregados pétreos. Cantidad insuficiente de asfalto en la mezcla. Acción del agua y tránsito intenso.	Colocación de un sello con agregado pétreo de buena adherencia con asfalto.
11 - Descascaramiento	Pérdida de fragmentos de la capa asfáltica, sin afectar las capas superiores.	Deficiencia en el riego de liga o imprimación. Capa de rodadura permeable y poco compactada o de espesor insuficiente.	Colocación de un tratamiento superficial de protección.
12 - Pérdida de agregado	En la superficie del pavimento se advierte que el agregado ha sido desplazado por acción del tránsito.	Esta falla ocurre generalmente en tratamientos superficiales, librado al tránsito antes del tiempo oportuno o ejecución en tiempo muy frío y húmedo.	Si el área afectada es pequeña, ejecutar un parche. Si es grande, cubrirla con un nuevo tratamiento dosificando convenientemente el asfalto para evitar afloramientos.
13 - Cabezas duras	Partículas minerales de tamaño variable sobresalen de la superficie de la capa de rodadura.	Deficiencias en la gradación de los agregados y/o hetereogeneidad en su dureza.	Si el problema no es muy pronunciado, no es necesaria ninguna medida correctiva. Si la magnitud del problema es importante, colocar un sello.

WWW.LITECSA.C

Tabla 10.4
Fallas en pavimentos flexibles-afloramientos

Tipo de afloramiento	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
14 - Afloramiento de agua	Presencia de agua en la superficie de la calzada, proveniente de las capas inferiores.	Fuente de agua bajo la calzada; drenaje interno deficiente capa superficial permeable.	Captación de las aguas subterráneas mediante dispositivos adecuados de drenaje.
15 - Afloramiento de ligante	Áreas en las que el asfalto ha exudado en la superficie de pavimento.	Exceso de asfalto en la mezcla. Pocos vacíos en la mezcla. Exceso en la imprimación o riego de liga.	Si la falla abarca gran área, colocar una sobrecapa de protección adecuadamente dosificada. En pequeñas áreas remover el material del área afectada y remplazarlo por uno adecuado.
16 - Afloramiento de mortero	Ascenso de mortero en la capa de rodadura y descenso del agregado grueso.	Exceso de finos. Altas temperaturas de servicio y colocación de la mezcla muy caliente.	Si la superficie no es resbaladiza no es necesario tomar ninguna medida; en caso contrario, cubrirla con un tratamiento superficial.

Tabla 10.5
Fallas en pavimentos rígidos-deformaciones

Tipo de deformación	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
1 - Variación del nivel de las losas	Una o varias losas han perdido su nivel original.	Pérdida de uniformidad en la subrasante por bombeo. Subrasante expansiva e infiltración de agua. Compactación deficiente de las capas inferiores.	Expulsar el agua que haya bajo el pavimento mediante aire a presión. Levantar las losas por inyección y sellado de juntas. Si los levantamientos son producidos por suelos expansivos, instalar dispositivos que minimicen los cambios de humedad en dichos suelos.

Tabla 10.6
Fallas en pavimentos rígidos-desprendimientos

Tipo de desprendimiento	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
2 - Desintegración	Agrietamiento superficial del concreto, con pequeñas roturas.	Expansión del concreto por el uso de cemento con alto contenido de alcalis que reaccionan con los constituyentes silíceos de los agregados pétreos.	Si la falla no es progresiva, no es necesario tomar ninguna medida. De lo contrario deberán hacerse cortes en las juntas con el fin de ampliar su abertura y rellenarlas con materiales compresibles. Si esto no es suficiente, colocar una sobrecapa asfáltica, pero tomando medidas para prevenir la presencia de agua en el pavimento o de lo contrario se empeora la situación.

COM.EC 2587713

Tabla 10.7
Fallas en pavimentos rígidos-fisuras y grietas

Tipo de fisura o grieta	Descripción	Causas posibles de la falla	Criterio general de reparación
3 - Cuero de caimán	Agrietamiento del pavimento en diversas direcciones y asemejando el cuero de caimán.	Soporte deficiente de la subrasante. Acción de cargas muy pesadas. Baja resistencia del concreto.	Reconstrucción total del pavimento, rompiendo en pequeños trozos las losas existentes y compactándolas para que sirvan de sub-base del nuevo pavimento. También puede colocarse una capa granular de emparejamiento sobre el pavimento existente y luego un refuerzo rígido o flexible. En todos los casos, instalar adecuados dispositivos de drenaje.
4 - Longitudinales	Grietas más o menos paralelas al eje del pavimento. En ocasiones tienden a ser parabólicas.	Asentamiento de terraplenes y/o movimientos diferenciales de suelos de subrasante, por cambios en su contenido de agua. En ocasiones, esfuerzos de compresión en las vecindades de alguna junta.	Reconstrucción el área afectada e instalar subdrenajes. Si el tránsito no lo permite, sellar la grieta y hacer renivelaciones sistemáticas con concreto asfáltico.
5 - Transversales	Grietas perpendiculares al eje del pavimento.	A causa del fenómeno de bombeo, las losas quedan en voladizo y posteriormente se agrietan y se rompen.	La solución es similar a la mencionada en el caso de variación de nivel de las losas. Si el fenómeno está muy avanzado puede ser conveniente la reconstrucción de las losas afectadas.
6 - De esquina	Grietas que afectan la esquina de una losa, formando un triangulo.	Falta de soporte uniforme de las losas y acción de cargas pesadas.	Reconstrucción de las zonas afectadas.
7 - Voladura (Blow-up)	Grieta transversal cerca de una junta y levantamiento de la losa con desprendimiento de material.	Esfuerzos de compresión en la junta transversal cuando en ellla ha penetrado algún material incompresible y las losas no han podido dilatarse al aumentar la temperatura.	Provisionalmente puede hacerse un parche asfáltico en la zona afectada. Una solución más duradera consiste en remover la zona deteriorada y colocar concreto nuevo y sellar la junta.

conjunto, permitirán al ingeniero deducir, con un criterio verdaderamente racional, las obras de conservación rutinaria y de mejoramiento que garanticen la prolongación de la vida del pavimento al menor costo posible.

Limitaciones del método de evaluación de fallas

Como inconvenientes más importantes del sistema de inspección visual descrito, se pueden señalar los siguientes:

- Es lento y laborioso por lo que necesita muchos equipos si se desea evaluar una extensa red de carreteras.

WWW.LITECSA.C

- Cuando se amplia el método y se desarrolla con muchas personas es inevitable la subjetividad, a pesar de que se den las directrices necesarias para las evaluaciones y periódicamente se hagan muestreos de comprobación.

- El sistema resulta al final muy costoso por la necesidad de disponer de gran cantidad de vehículos y personas.

Evaluación con el equipo GERPHO

Para evitar los inconvenientes expresados en el método expuesto anteriormente se han creado equipos de inspección visual mecanizada. El GERPHO es un equipo desarrollado en Francia sobre una idea japonesa y consta esquemáticamente de una cámara de filmación suspendida de un brazo metálico colocado en la parte superior de un vehículo (Figura 10.1) que circula normalmente a una velocidad de 60 Km/h.

Al recorrer la carretera se obtiene en la película de 35 mm una imagen de la superficie, a escala 1/200 en un ancho de perfil de 5 m lo que permite registrar, a veces, los bordes, señalización, arcenes, drenaje, etc. Para evitar la variabilidad de la iluminación diurna, el trabajo se realiza por la noche, mediante iluminación artificial, con un haz luminoso que pone de relieve las irregularidades superficiales. El rendimiento medio puede estimarse en 200 km/d, en jornada de 8 horas.

La visualización de las películas se realiza en gabinete mediante una mesa especial en las que se proyectan simultáneamente dos vías, que pueden ser de la misma calzada o el mismo itinerario en dos épocas diferentes. Mediante una pantalla reticulada pueden cuantificarse las degradaciones, permitiendo realizar esquemas e itinerarios, adaptados a catálogos de degradaciones. Estas observaciones se introducen mediante un teclado en cintas magnéticas procesables en ordenador.

Las ventajas que presenta este aparato respecto a la inspección visual son evidentes: además de ser enormemente más rápido, es exhaustivo y, sobre todo, objetivo, eliminando los diversos criterios de apreciación o diferentes sistemas de trabajo de la persona que recorre a pie un itinerario. Otra ventaja adicional es que se puede disponer de un archivo detallado e imparcial, que permita la comparación en diversas épocas y apreciar la evolución de un pavimento.

El equipo GERPHO es un equipo muy útil para el ingeniero de conservación en la evaluación de estados generales de una red o de un tramo de carretera.

COM.EC 2587713

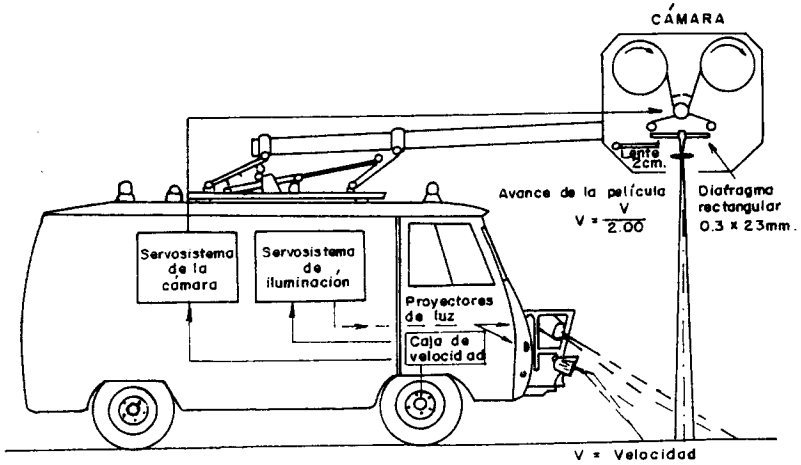
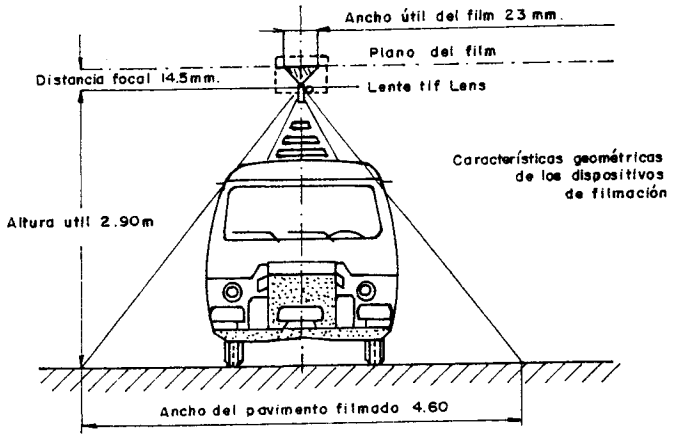


Figura 10.1 – Gerpho. Unidad filmadora. Vista lateral y detalles de posicionamiento y accionamiento.



Gerpho. Unidad filmadora. Vista frontal.

WWW.LITECSA.C

Sin embargo, no puede sustituir a la inspección visual personal cuando hay que adoptar soluciones, ya que el aparato mecánico no ve más allá de la anchura de los 5 m.

Por otra parte tiene una serie de limitaciones entre las que se destacan:

- No aprecia fisuras de pequeño espesor.
- Trabaja en planta y no determina profundidad, por lo que las deformaciones plásticas y las desnivelaciones de regularidad superficial no las pone de manifiesto.
- El rendimiento de la fase de interpretación de las películas obtenidas es muy inferior al alcanzado por el vehículo ensayando en carretera.

9.3.3 Evaluación estructural continua por deflectometría

El programa de trabajo consiste en la evaluación contínua por deflectometría, auscultando la totalidad del tramo con determinación de:

- La deflexión elástica recuperable
- El radio de curvatura de la deformada

Determinación de la deflexión elástica recuperable

Se entiende por deflexión a la deformación elástica que sufre un pavimento flexible bajo la acción de una carga rodante estándar. Mediante ella es posible evaluar el debilitamiento progresivo de la estructura debido a las solicitaciones del tránsito que lo utiliza. Las mediciones de deflexión se pueden realizar con un equipo portátil denominado viga Benkelman o con el Deflectógrafo Lacroix, equipo de alto rendimiento del cual el I.N.V. posee una unidad.

Medición de deflexiones

El instrumento más utilizado para medir la deformación elástica de un pavimento dado es la viga de deflexiones desarrollada por A.C. Benkelman, que pemite conocer diferentes estados y propiedades del pavimento; de gran utilidad para el diseño, construcción y conservación de su estructura.

La viga Benkelman, representada esquemáticamente en la Figura 10.2, se compone esencialmente de una parte fija y una parte móvil; la parte fija o estructura portante está soportada por tres apoyos que descansan en la

COM.EC 2587713

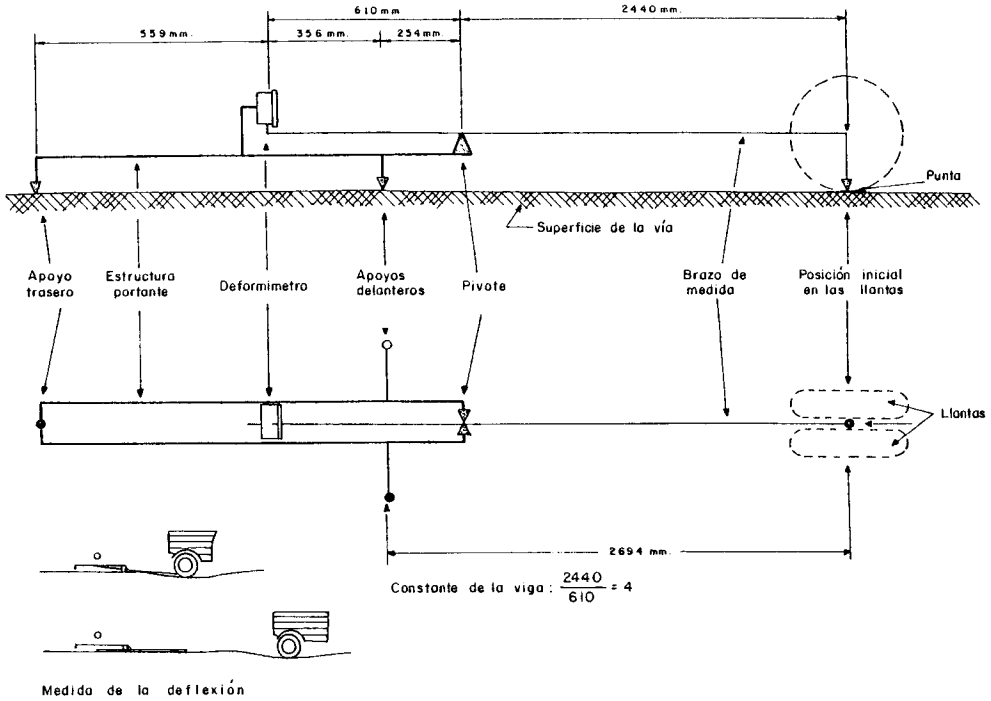


Figura 10.2 – Diagrama de la viga Benkelman.

WWW.LITECSA.C

superficie del pavimento; la parte móvil, constituida por el brazo de medida, está conectada a la estructura portante por medio de un pivote de giro y uno de sus extremos (punta) hace contacto con la superficie del pavimento, en el punto donde se requiere medir la deflexión. El otro extremo está en contacto con un deformímetro montado en la estructura portante. El pivote divide el brazo de medida en dos sectores entre los cuales existe una relación llamada "Constante de la viga".

El vehículo de carga consiste en un camión de dos ejes, con una capacidad aproximada de 5 toneladas con una carga en el eje trasero igual a 8.2 toneladas, igualmente distribuidas en dos ruedas cada una de las cuales debe tener dos llantas. Las llantas deben ser de 10" por 20" y doce lonas, infladas a una presión de 5.6 kg/cm^2 (80 $lb/pulg^2$). Las llantas deben ser de las mismas características y estar en buenas condiciones.

Los ensayos de deflexión deben elaborarse con la rueda exterior del camión. Los puntos para la medida de la deflexión deben estar situados a unos 70 cm, aproximadamente, del borde de la calzada, sobre la superficie de rodadura, o sea sobre la zona más afectada por el paso de los vehículos.

Las mediciones deben hacerse normalmente a distancias máximas de 50 m en forma alterna a cada lado de la calzada de tal manera que sean representativas de las condiciones generales del pavimento.

Los puntos de medida deben relacionarse con el kilometraje. Además deben anotarse como referencia, los puntos destacados de la carretera, como por ejemplo los monumentos, los nombres de fincas, las cruces, las poblaciones, los ríos, etc.

Para la medida de las deflexiones, la punta de la viga debe colocarse en medio de las dos llantas y exactamente debajo del centro del eje de la rueda. Enseguida, se afloja el dispositivo de seguridad de la viga y se comprueba que el extremo del brazo esté en contacto con el deformímetro. Se hace desplazar lentamente el camión hacia adelante por lo menos unos 5 m La lectura en el deformímetro debe tomarse cuando la rata de recuperación sea igual o menor a un milésimo de pulgada por minuto (0.025 mm por minuto).

El estudio de las deflexiones de un tramo de pavimento determinado, implica, no solo la adopción de un método de medición sino también de un criterio de evaluación conducente a obtener el valor de la deflexión que sea representativa del tramo estudiado. El procedimiento de evaluación utilizado en este texto es el recomendado por el Instituto del Asfalto Americano.

El método se puede resumir así:

OM.EC 2587713

1) El tramo de carretera en estudio se divide en sectores, cuya determinación se hace de acuerdo a las siguientes características:

   - Uniformidad en las medidas de deflexión
   - Cambios topográficos que puedan afectar las condiciones de drenaje.
   - Cambios en los tipos de subrasante y estructura del pavimento
   - Variaciones de tránsito en cuanto a frecuencia y magnitud de cargas.
   - Variaciones en las condiciones climáticas. Un sector de carretera se puede dividir a su vez en secciones, constituyendo cada sección una muestra estadística de por lo menos 10 lecturas de deflexión.

2) Análisis de los resultados por métodos estadísticos. Lo que implica el cálculo de:

- **Valor medio de la deflexión**

$$\overline{D} = \frac{\sum d}{n} \qquad (10.1)$$

donde:

$\overline{D}$ = media aritmética de los valores individuales

d = valor individual de un ensayo

n = número de ensayos individuales

- **Desviación Estándar:**

$$\sigma = \left(\sum (d - \overline{D})^2 / n - 1\right)^{1/2} \qquad (10.2)$$

- **Coeficiente de variación**

$$V = \frac{\sigma}{\overline{D}} \times 100 \qquad (10.3)$$

3) Determinación de la deflexión característica o deflexión representativa del tramo, para lo que se aplica la fórmula:

$$D_c = (\overline{D} + 2\sigma)\ K.C. \qquad (10.4)$$

WWW.LITECSA.C

donde:

Dc = Deflexión característica representativa

K = Factor de ajuste de temperatura. Su valor se toma como unitario (K = 1) para la temperatura de referencia de 20°C.

C = Factor de corrección por condiciones ambientales.

El criterio expuesto es conducente a obtener la deflexión característica del tramo que sea representativa de las condiciones críticas del pavimento y cuyo valor, al estar calculado en base a la deflexión media más dos veces la desviación estándar, hace que, si el histograma de los valores individuales sigue una ley de distribución normal, el 97% de los valores individuales sea inferior a la deflexión característica.

Corrección de la deflexión por temperatura

Las deflexiones características deben referirse a una temperatura normal de 20°C.

No se requiere corrección por temperatura en estructuras de pavimentos compuestas por un tratamiento superficial o mezclas asfálticas delgadas, colocadas sobre bases cuyo módulo de rigidez sea insensible a cambios de temperatura.

Si las carpetas asfálticas son gruesas, el efecto de la temperatura sobre la deflexión posee mayor importancia, por lo que se ha recomendado aplicar algún factor de corrección, el cual se determina así:

$$Dc\,(20°C) = \frac{Dc(T)}{1+8\times10^{-4}h\,(T-20)} \qquad (10.5)$$

donde:

Dc (T) = Deflexión Característica de la sección, para la temperatura del pavimento en el momento del ensayo (T)

h = Espesor promedio de las capas asfálticas de la sección, en cms.

Expresión que es válida para temperaturas menores o iguales a 40°C.

Corrección de la deflexión por condiciones ambientales

Los valores de deflexión característica deberán afectarse por los siguientes valores:

COM.EC 2587713

Naturaleza del suelo de subrasante	Coeficiente de corrección		
	Período lluvias	Período intermedio	Período seco
Suelos arenosos y permeables	1.0	1.0-1.1	1.1-1.3
Suelos arcillosos e impermeables	1.0	1.3-1.5	1.5-1.8

La deflexión característica de cada sector se compara con la admisible; que es la máxima que resiste el pavimento antes de llegar a un estado crítico.

La determinación de la deflexión admisible se logra como resultado de una evaluación contínua de una estructura típica de pavimento desde su construcción hasta la falla; esta evaluación permite el establecimiento de una curva indicativa de la magnitud de la deflexión que soporta la estructura en determinado instante, valor conocido como deflexión admisible. Muchas investigaciones han conducido a curvas como la que se presenta en la Figura 10.3 (Ref. 1).

Los valores de deflexión medidos se representan en una gráfica que relaciona el valor de la deflexión con la abscisa correspondiente al sitio de medición. En la misma figura se dibujan las deflexiones características y admisibles de cada sector como se puede ver en la Figura 10.4. También es necesario identificar en la misma gráfica las variaciones de temperatura del pavimento y la sección vertical de la estructura y subrasante.

Usos de las medidas de deflexión

En la Tabla 10.8 (Ref. 1) se presenta el campo de acción de la viga Benkelman en el desarrollo de las diversas actividades de la ingeniería de pavimentos.

El radio de la curvatura de la deformada

El radio de curvatura permite determinar la magnitud de la deformación lineal por tracción que sufren las capas asfálticas al flexionar bajo la acción de las cargas del tránsito. El método más razonable para determinar el radio de curvatura es el de los franceses el cual se basa en la hipótesis de que la línea de deflexiones en función de la distancia hasta el eje de carga, se aproxima a una parábola hasta una distancia superior a 25 cm sufriendo luego una

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

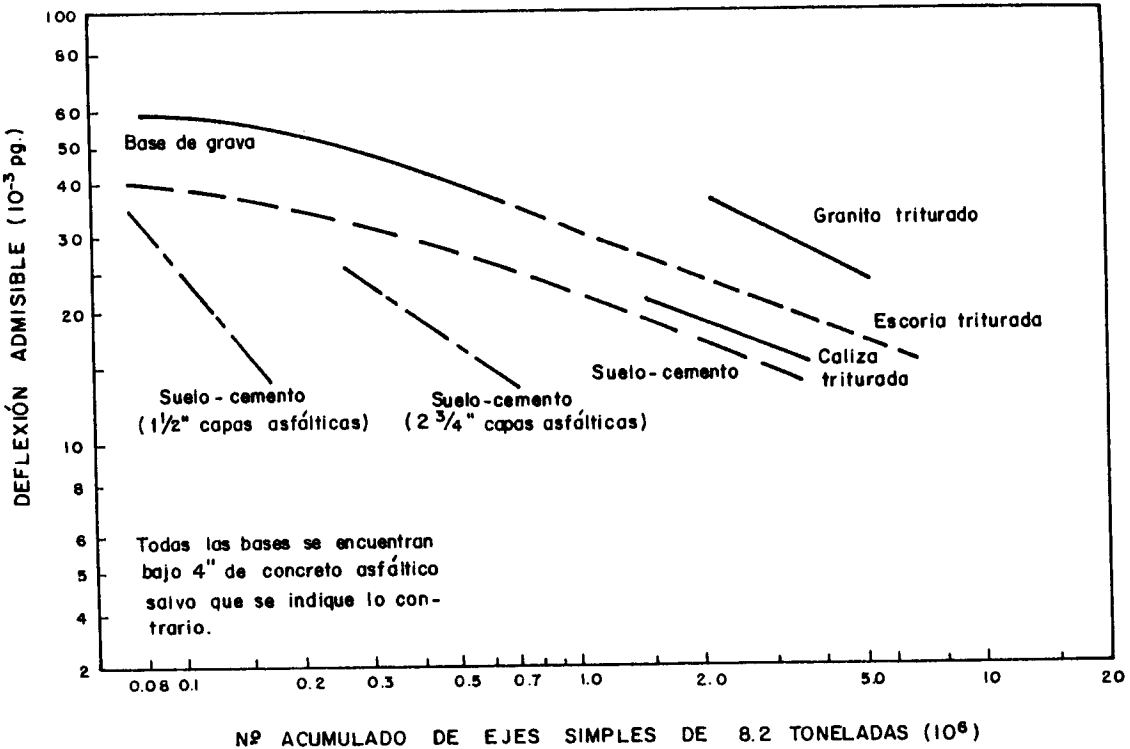


Figura 10.3 – Resumen de relación en deflexión y vida crítica (Lister).

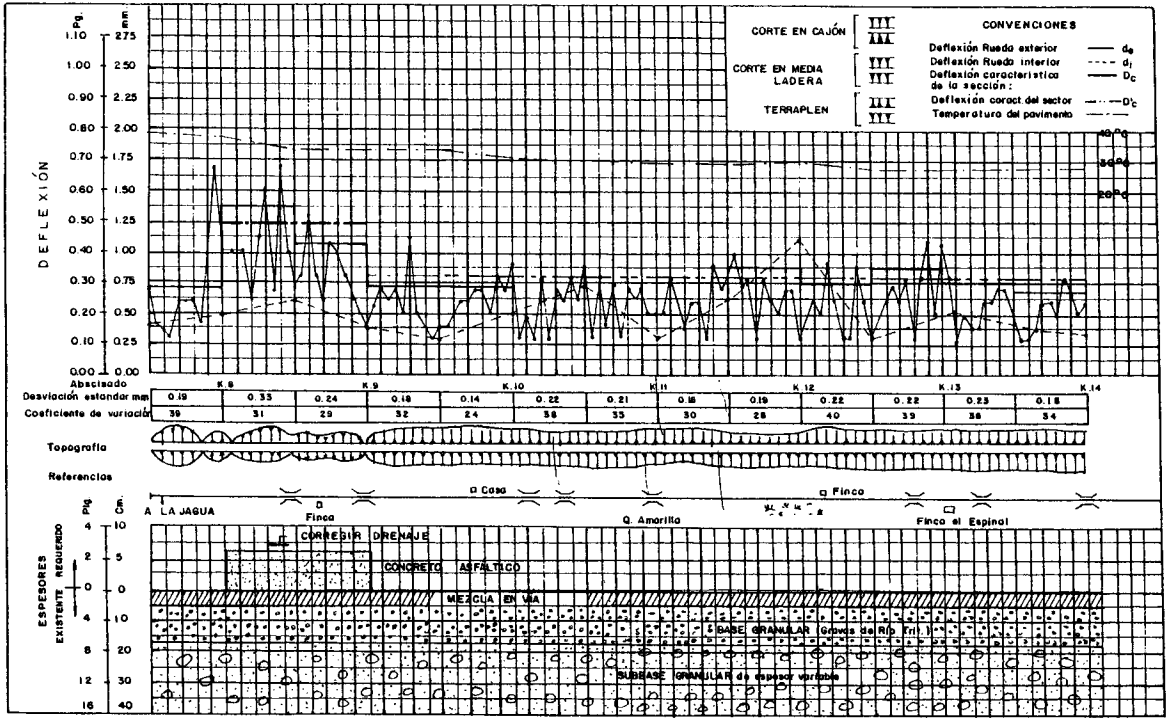


Figura 10.4

WWW.LITECSA.C

Tabla 10.8
Utilización de las medidas de deflexión

Etapas de la vida del pavimento	Objetivos	Localización de las medidas
Construcción	- Apreciar la resitencia de las diferentes capas de la estructura - Determinar el grado de homonogeneidad - Localizar las áreas débiles para reparación - Ajustar las dimensiones de las capas sucesivas	Al nivel de subrasante y de las diferentes capas de la estructura.
Pavimento terminado	- Apreciar la homogeneidad y localizar las áreas débiles susceptibles de observación continua. - Obtener los datos de las deflexiones iniciales para poder interpretar las medidas posteriores. - Comprobar la duración del pavimento.	Sobre la superficie de rodadura.
Pavimento en servicio	- Apreciar los fenómenos de fatiga. - Señalar la urgencia de operaciones de conservación rutinaria o de refuerzos. - Determinación de la variación de la capacidad portante durante los períodos de invierno y verano. - Control de las cargas de los vehículos.	Sobre la superficie de rodadura.
Pavimento próximo a reforzar	- Definir los sectores homogéneos para refuerzos. - Calcular los espesores de refuerzos. - Definir el grado de flexibilidad de las mezclas de refuerzo.	Sobre la superficie de rodadura
Pavimento reforzado	- Apreciar el poder de refuerzo de las sobrecapas - Precisar la validez de hipótesis admitidas durante los estudios. - Corregir y mejorar los datos de cálculo iniciales.	Sobre las capas de refuerzo.

inflexión para tender asintóticamente hacia la horizontal. La curvatura de la parábola queda entonces definida por su parámetro, el cual en la zona de máxima curvatura se confunde con el radio del arco osculador en dicho punto, o sea exactamente bajo el centro del eje de la rueda cargada. El radio de curvatura se obtiene mediante la fórmula:

$$R = \frac{6.250}{2(do - d25)} \qquad (10.6)$$

donde:

R = Radio de curvatura en metros.

COM.EC 2587713

do = Deflexión máxima observada en 1/100 mm.

d25 = Deflexión a 25 cm del punto de deflexión máxima en 1/100 mm.

Ventajas y desventajas de la viga Benkelman

La medida de las deflexiones con la viga Benkelman presenta una serie de inconvenientes entre los que se destacan:

- Es un ensayo puntual y con secuencias espaciales demasiado grandes (50m) para caracterizar correctamente un pavimento.
- Al ser una viga metálica puede sufrir dilataciones o acortamientos por efecto de la temperatura que afecta a la medida especialmente en días fríos o calurosos.
- En carreteras con gran intensidad de tráfico los ensayos producen problemas en la circulación y peligro de accidentes incluso para los operarios del equipo.

A pesar de lo anterior el uso de la viga Benkelman no debe ser descartado ya que pueden tener unos campos de aplicación muy definidos como pueden ser:

- Dado que la viga Benkelman es el patrón universal de medida de las deflexiones, su determinación es imprescindible para obtener la correlación entre cualquier deflectómetro y la viga.
- En tramos cortos o en zonas muy localizadas en las que se produzcan anomalías, el ensayar con viga Benkelman puede ser más eficaz y rápido que disponer de un equipo de mayor rendimiento que, para efectuar las medidas, tenga que realizar grandes desplazamientos.
- En una red secundaria de carreteras en las que las incidencias de tráfico son menores, la viga Benkelman es el único ensayo con el que se puede realizar una auscultación generalizada, debido a la insuficiencia en nuestro medio de equipos existentes de alto rendimiento.
- En tramos en construcción el disponer de una viga Benkelman es siempre útil, para evaluar qué influencia pueden tener determinados factores constructivos en la capacidad estructural de la obra ejecutada.

El deflectógrafo Lacroix 01

El deflectógrafo Lacroix es simplemente la automatización de la viga Benkelman y mide las deflexiones del pavimento de manera casi continua bajo la carga del eje posterior de un camión. Las medidas de deflexión se realizan de

WWW.LITECSA.C

manera automática entre las ruedas duales a ambos lados del eje trasero del vehículo y van quedando registradas en un papel mientras el vehículo se desplaza a una velocidad contínua de unos 3 kilómetros por hora.

El deflectógrafo se encuentra acoplado a un chasis cuya distancia entre ejes (4.50 m) está adaptada a la longitud del trineo de medida que va bajo él (ver Figura 10.5).

El chasis posee en su parte intermedia una cabina de mando donde se ubica el operador con los elementos electrónicos de registro y en su parte posterior tiene un tanque para agua con el cual es posible variar la carga del eje trasero en un rango de 6 a 13 toneladas.

El aparato que posee el I.N.V. se está trabajando con una carga por eje de 10 toneladas que era la máxima legal en el país en el momento de su recepción.

El trineo de medida (Figuras 10.6 y 10.7) está compuesto por una viga metálica en forma de T que sirve como plano de referencia para la medida de las deflexiones. Dicho plano queda definido por tres puntos de apoyo: dos zapatas laterales delanteras que se encuentran bajo las cajas de medición y una zapata central en la parte trasera de la T.

Unidos a las cajas de medición, se encuentran dos brazos palpadores o vigas de medición, cuya rotación, producida por la deformación del pavimento que originan las ruedas del camión, genera una señal eléctrica dentro de las cajas, a causa de la cual el equipo registra la magnitud de la deformación.

Las cajas de medición recién mencionadas constituyen el corazón del equipo y tienen como elementos principales el transductor y el magneto. Cuando comienza la medida de deflexión, se produce un movimiento angular de los brazos palpadores que hace reaccionar al magneto, el cual lo transforma en un movimiento lineal que desplaza el núcleo del transductor a inducción, generándose una señal eléctrica proporcional a la deflexión que es transmitida a la unidad de mando MH-200 donde es procesada y registrada (Figura 10.8).

El trineo posee, además, un sistema de guía que lo mantiene correctamente centrado asegurando una operación continua y unas mediciones confiables, especialmente en las curvas.

Después de cada medida de deflexión, el trineo es arrastrado automáticamente hacia adelante a su posición inicial por medio de un malacate con un embrague electromagnético, situado en la parte inferior delantera del camión.

El Odómetro que posee el equipo regula la velocidad de avance del papel que registra las medidas en la unidad MH-200, en relación con la velocidad

COM.EC 2587713

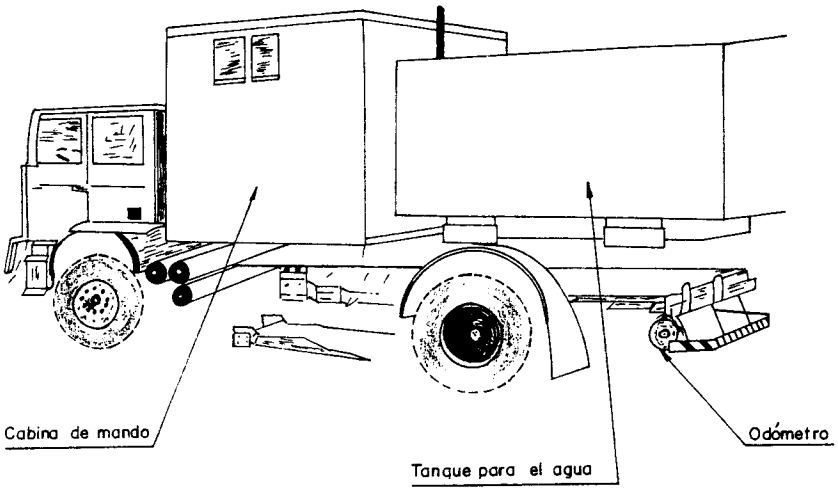


Figura 10.5 - Deflectógrafo LACROIX 01.

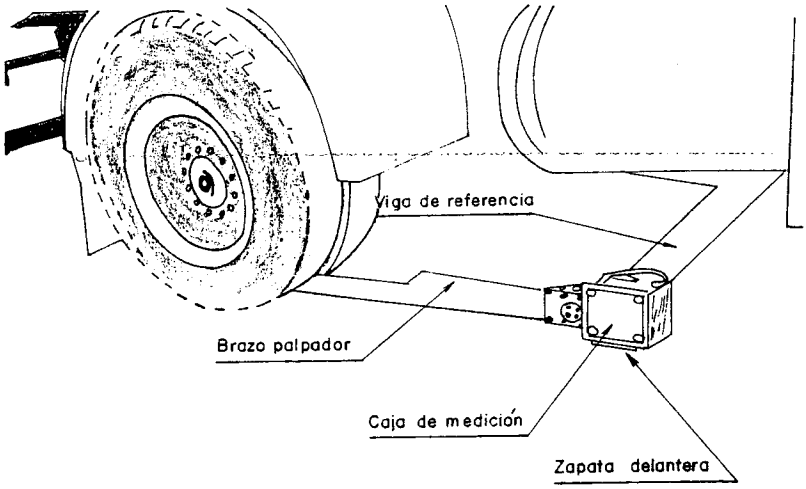


Figura 10.6 - Trineo medida.

WWW.LITECSA.C

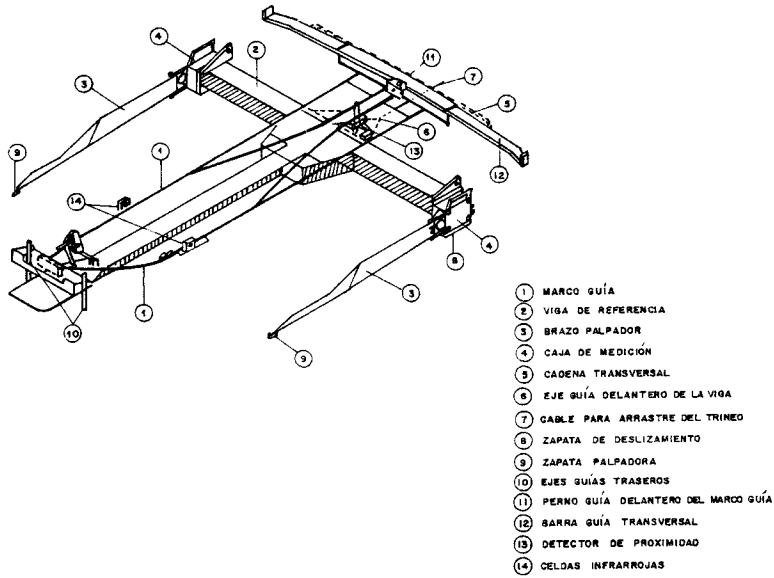


Figura 10.7 – Trineo de medida.

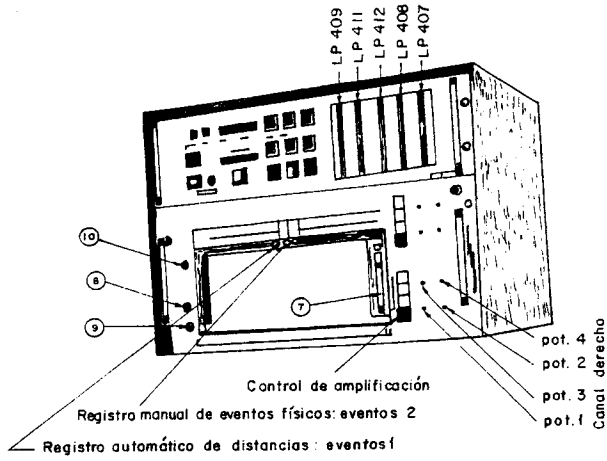


Figura 10.8 – Unidad MH-200.

COM.EC 2587713

de circulación del vehículo. Cada metro recorrido por éste, corresponde a una vuelta de la rueda.

La unidad MH-200 (Figura 10.8) posee los dispositivos de control del deflectógrafo, consistentes en circuitos integrados en gran escala, se encuentran en la parte superior de la unidad.

En la parte inferior se encuentran el registrador gráfico de las deflexiones, unos potenciómetros para ajuste del aparato y unos controles para seleccionar la escala de las deflexiones y la velocidad de avance del papel.

10.3.4 Evaluación de la regularidad superficial

Se define como regularidad superficial de una carretera a la mayor o menor aproximación del perfil real al teórico que es aquél que no produce, dentro de un vehículo en marcha, aceleraciones verticales. La cuantificación de la regularidad se puede realizar con la medida de diferentes magnitudes (desnivelaciones verticales, modificaciones de la energía en el movimiento de un vehículo, determinación de las aceleraciones dentro del vehículo, etc.). La evaluación del grado de irregularidad de una carretera debe efectuarse tanto en sentido longitudinal como transversal.

En la actualidad se considera que determinadas ondulaciones de un perfil tienen relación directa con el grado de deterioro de la sección estructural, pero existen otras de diferente longitud de onda que, además, afectan a la seguridad y a la comodidad del usuario. Así, por ejemplo, las deformaciones transversales de un perfil pueden producir acumulaciones de agua superficial y originar hidroplaneo. Ondulaciones longitudinales con longitud de onda corta (0 a 3 m) suponen peligrosidad al usuario que circula a alta velocidad, ya que en los movimientos del vehículo se pueden producir despliegues de la carretera, con la consiguiente pérdida de la adherencia neumático-pavimento. Ondas de cualquier longitud producen movimientos en el vehículo y aceleraciones verticales en los pasajeros (cabeceos y balanceos) que resultan incómodos, tanto más cuanto mayor es la velocidad.

En relación a la sección estructural, la irregularidad de una carretera no sólo está relacionada con el grado de deterioro, sino que, además lo acelera, ya que al paso de los vehículos se aumentan las cargas dinámicas que éstos producen al existir fenómenos de impacto con el consiguiente aumento de esfuerzos tangenciales y verticales.

En el caso de pavimentos en servicio la irregularidad de la capa superficial puede deberse a subdimensionamiento del pavimento, a la construcción de

WWW.LITECSA.C

una estructura inferior a la obtenida en el diseño o a la permeabilidad de la capa de rodadura que facilita la entrada del agua y la consecuente pérdida de resistencia de las capas inferiores. El perfil de una carretera no sólo evoluciona en su período de servicio sino que, también durante las fases constructivas pueden presentarse defectos debidos a causas tales como errores de nivelación en las capas de fundación, una deficiente extensión de los materiales de las diversas capas y un inadecuado proceso de compactación. Por todo lo anterior, la determinación del estado inicial de una obra antes de su puesta en servicio, es una tendencia actual que se está generalizando en todos los países para poder cuantificar de mejor forma la evolución de una carretera.

Equipos de medida de la regularidad superficial

1) Medida de perfiles longitudinales

Existen dos grupos claramente diferenciados de equipos de medida de la regularidad superficial de una carretera: los sistemas de medida geométrica y los equipos dinámicos.

Sistemas de medida geométricos

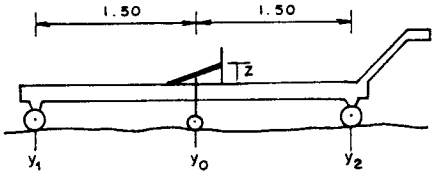
Dentro de este grupo están todos los aparatos en los que se registra el movimiento de una rueda con respecto a una base fija horizontal de 3 a 5 m de longitud.

En carreteras los aparatos geométricos más utilizados son los que registran el desplazamiento de una rueda con respecto a una línea de referencia móvil. Dentro de este tipo de aparatos, los más conocidos son las reglas móviles y los viágrafos.

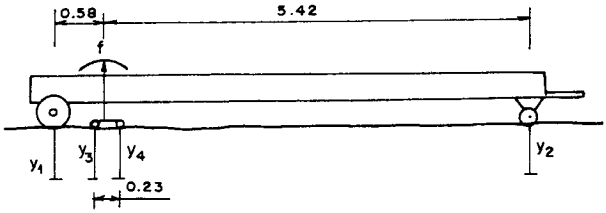
Las primeras son reglas rodantes de 3 a 5 m (según el país) de longitud que apoyan sus extremos sobre dos ruedas. Una rueda central que se desplaza verticalmente acciona un indicador que mide la diferencia de nivel entre la rueda central y la media de las dos ruedas extremas (Figura 10.9). Un procedimiento para hacerlas móviles es el empleo en las denominadas reglas deslizantes. Consiste en una viga de longitud similar a las indicadas anteriormente, que apoya sobre varias ruedas (entre 10 y 15) fijas a ella, y una de medida que se desplaza verticalmente.

Algo diferente, pero obedeciendo al mismo principio, es el perfilómetro CHLOE desarrollado en EE.UU. durante el ensayo AASHTO. Este aparato mide el ángulo formado por dos vigas, una fija y otra móvil, que se desplaza mediante dos ruedas que se apoyan en el pavimento (Figura 10.9).

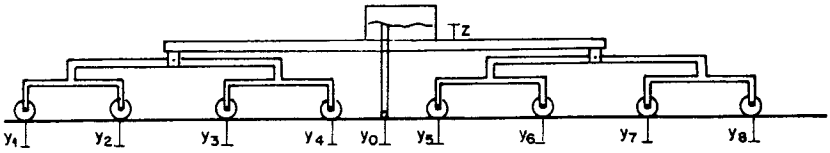
COM.EC 2587713



REGLA DE 3m.



PERFILOGRÁFO CHLOE (A.A.S.H.O)



VIÁGRAFO

Figura 10.9 – Esquemas de varios equipos de medida geométrica del perfil longitudinal de una carretera.

Un aparato más complicado que las reglas rodantes es el conocido en España como viágrafo. Este aparato fue diseñado en Francia y se utiliza en varios países europeos. El aparato, de 9,3 m de longitud, (Figura 10.9) consta de 8 ruedas alineadas, que están unidas entre sí por medio de balancines, y una rueda libre, registrándose de modo continuo la diferencia entre la altura media de las 8 ruedas que definen el perfil teórico o línea media y la altura de la rueda de medida. En cada punto, la irregularidad (d) se puede calcular mediante la expresión:

$$d = y_0 - \frac{1}{8} \sum_{i=1}^{8} y_i$$

WWW.LITECSA.C

Con este equipo se definen dos parámetros en la que:

y_o = ordenada de la rueda de medida.

y_i = ordenada de la rueda i que define el perfil teórico.

El coeficiente de Viágrafo que es igual al doble del área (dm^2/Hm), a escala natural, de la superficie formada por el perfil real y el teórico, calculada cada 100 m lineales de carretera.

El coeficiente de irregularidad que se calcula como la suma algebráica de las diferencias de los valores máximo y mínimo consecutivo, obtenidos de la curva registrada, tomando como intervalos de la medida en horizontal tramos de 50 cm lineales. El coeficiente se calcula cada 100 m y se expresa en mm/Hn.

El viágrafo está considerado como un equipo de pequeño rendimiento ya que su paso por una carretera debe estar comprendido entre 2 y 4 km/h. Los rendimientos medios que se alcanzan están próximos a los 20 km/d.

Sistemas de medida de tipo dinámico

Dentro de este grupo existe una gama muy amplia de equipos aunque los sistemas que se han difundido en la práctica son relativamente escasos. Los principios mecánicos en que se basan son diferentes, pero para los objetivos de este texto solo se hará alusión al equipo del que dispone el I.N.V., el cual es del tipo que mide el desplazamiento de una rueda respecto a una base a la que se encuentra unida mediante un sistema mecánico que tiene un grado de libertad.

Basándose en un aparato desarrollado por el Instituto de Carreteras de Moscú, en Francia el Laboratorio Central des Ponts et Chaussées ha construido un equipo de medida que se conoce como analizador dinámico de perfil longitudinal (APL) (Figura 10.10). Este equipo permite caracterizar la regularidad superficial de una carretera, determinando las desnivelaciones con longitudes de onda comprendidas entre 1 y 40 m. Realiza los ensayos a una velocidad fija, aunque ésta puede variar en un intervalo comprendido entre 18 y 140 km/h.

En esencia, el aparato consiste en una o dos ruedas gemelas (modelos mono y bitraza) remolcadas por un vehículo que registra las variaciones angulares del brazo portador respecto a un péndulo de inercia, que hace de referencia fija horizontal. El sistema de suspensión con unos 80 Kgf de carga por rueda, va perfectamente calibrado y permite que la rueda actúe continuamente sobre la carretera, a la vez que recoge todo tipo de irregularidades del perfil.

COM.EC 2587713

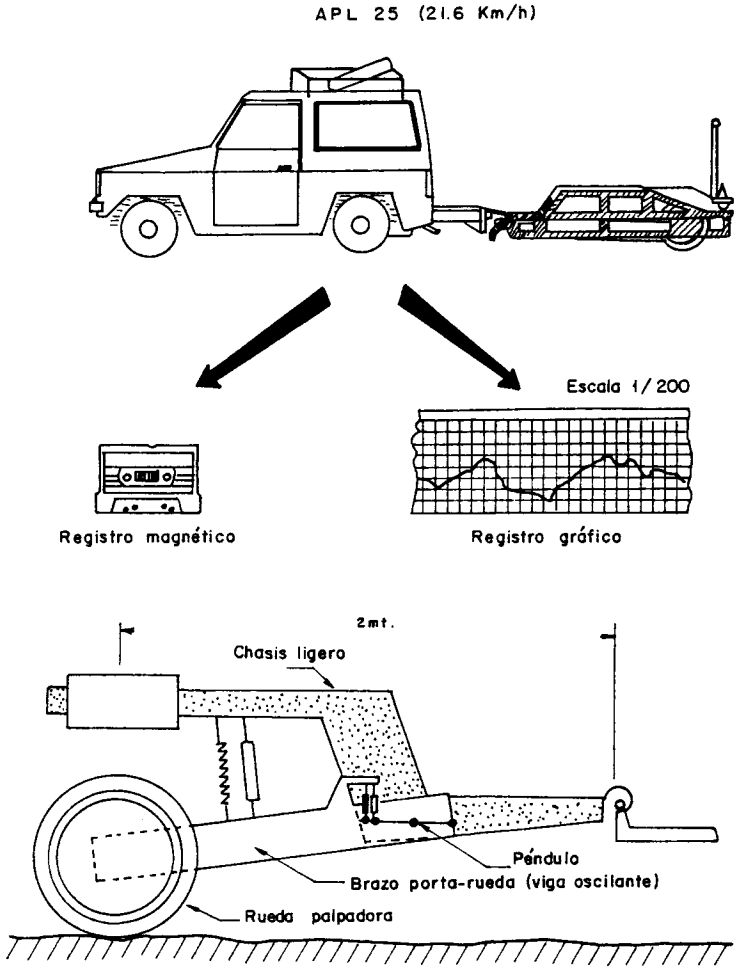


Figura 10.10 – Analizador dinámico de perfil longitudinal (APL - 25).

Las variaciones angulares se miden con adaptadores electrónicos que las transmiten a un equipo de medida y registro, situado en el interior del vehículo tractor. Las señales eléctricas emitidas tienen una amplitud que es proporcional a los desniveles que presenta la superficie de la calzada auscultada y se denomina APL. Los dispositivos del modelo APL 25 miden la señal suministrada por el remolque al recorrer 25 cm de calzada. Estas evaluaciones unitarias quedan representadas gráficamente de manera instantánea en el

WWW.LITECSA.C

bastidor que contiene el conjunto electrónico, indicando además, cada 12,5 cm en el papel (equivalentes a 25 m de calzada), el valor de un coeficiente llamado CAPL (coeficiente del analizador del perfil longitudinal) el cual es calentado de manera automática y corresponde al promedio de los valores absolutos de las amplitudes de la señal APL en relación con su línea media o eje de registro.

2) Sistemas de medidas del perfil transversal

Como los perfiles transversales de las calzadas son cortos (normalmente 7 m y como máximo 14 m) es relativamente fácil obtenerlo empleando una referencia fija. Resulta muy útil su determinación, tanto durante la etapa de construcción, como control de terminación de la obra, como posteriormente para estudiar asentamientos diferidos o el efecto del tráfico a lo largo del tiempo.

Los perfilógrafos transversales consisten, normalmente, en una viga metálica fija que se coloca sobre la carretera. En algunos casos tiene unos tornillos nivelantes que permiten dejarla horizontal, y en otros se mide la pendiente de la viga por medio de un nivel. Sobre la viga desliza el dispositivo de registro y la rueda de medida que se mueve sobre el pavimento; sus desplazamientos verticales se recogen gráficamente y se calculan los diferentes parámetros mediante dispositivos mecánicos o electrónicos.

9.3.5 Evaluación de la textura superficial de un pavimento

Una superficie de rodadura deslizante es el factor que más influye en el número de accidentes de tráfico en un tramo de carretera. Evidentemente, una mala textura del pavimento no afecta directamente el fallo de la sección estructural, pero influye decisivamente en la seguridad del usuario. Existen muchos equipos destinados a determinar la resistencia de los pavimentos al deslizamiento. Entre ellos caben destacar dos tipos: los ensayos puntuales y los equipos de medida continua.

1. Ensayos puntuales

Aunque la mayoría de los países han intentado desarrollar diferentes equipos de medida para la caracterización de la textura superficial de un pavimento, existe un patrón universal (coeficiente de resistencia al deslizamiento) que determina mediante ensayos con el péndulo de fricción T.R.R.L. (Figura 10.11). El equipo de medida es el mismo que se utiliza para la determinación del coeficiente de pulido acelerado de los áridos, en ensayo normalizado, con la

COM.EC 2587713

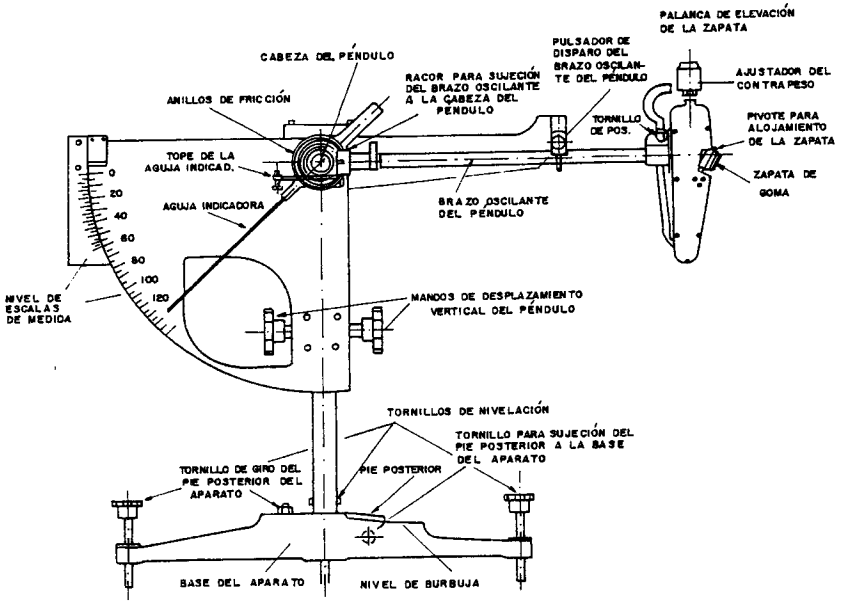


Figura 10.11 – Péndulo TRRL.

única variación en las dimensiones de la zapata que, para pavimentos, es rectangular de 2,5 cm por 7,5 cm.

Otro ensayo puntual para la determinación indirecta de la textura superficial, y que está especificado en algunos países, es el denominado círculo o mancha de arena. En esencia, consiste en extender, de manera uniforme y en forma de círculo, un volumen conocido de arena fina normalizada. Se mide el radio del círculo con un compás y se determina como parámetro la altura de arena (mm), definida por el coeficiente entre el volumen fijo de arena y el área del círculo (Figura 10.12), valor que será tanto mayor cuanto mayor sea la textura, es decir, la rugosidad del pavimento.

Por su forma de realización el ensayo presenta muchas dispersiones en los resultados obtenidos y por otra parte, es poco representativo en superficies con texturas finas. Está, fundamentalmente, indicado en pavimentos realizados con tratamientos superficiales o de hormigón.

WWW.LITECSA.C

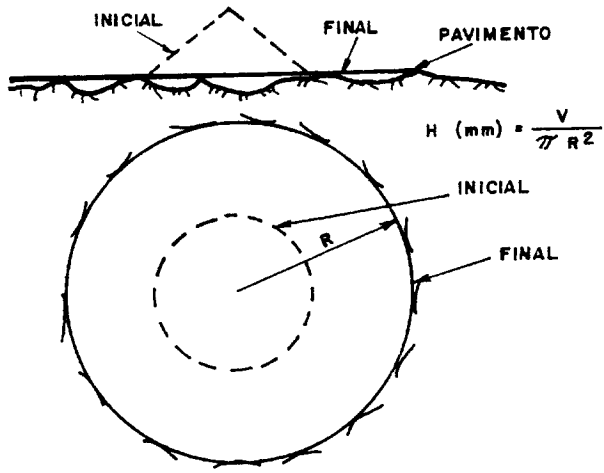


Figura 10.12 – Esquema del ensayo de la mancha de arena.

2. *Equipos de medida continua*

En los últimos años ha habido una tendencia general encaminada a la obtención de equipos de medida del coeficiente de rozamiento que puedan trabajar en carretera de una forma continua y a una velocidad suficiente para que las medidas efectuadas tengan la mayor representatividad posible con lo que ocurre realmente cuando los vehículos circulan sobre un pavimento.

Dentro de este grupo, uno de los más conocidos y utilizados en Europa es el denominado SCRIM (Sideway Coefficient patine Investigation Machine) (Figura 10.13). El equipo, de diseño inglés, consta, en esencia, de un neumático con banda de caucho que puede inclinarse de 0 a 20° respecto al eje longitudinal de la carretera y realiza una medida cada 10 ó 20 m. La rueda lleva una presión de inflado de 3,5 Kgf/cm^2 y aplica sobre el pavimento una carga de 200 Kgf.

Todo el sistema de medida va incorporado a un camión convencional que dispone de una cisterna de agua, con objeto de realizar las medidas en húmedo, para lo cual se gradúa el caudal con el fin de conseguir una película

COM.EC 2587713

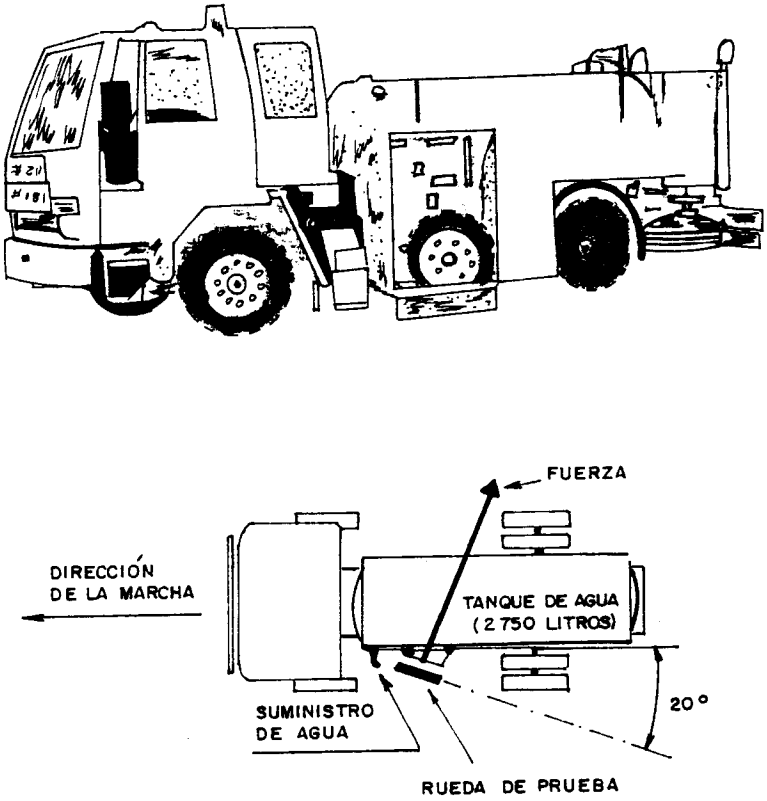


Figura 10.13 – Esquema y vista general del SCRIM.

uniforme sobre el pavimento de 0,5 mm a 1 mm. El equipo puede funcionar a cualquier velocidad, hasta 100 Km/h, aunque el método se ha normalizado en España a 50 Km/h.

El SCRIM permite la medida de un coeficiente de rozamiento transversal al ser arrastrada la rueda libre de rotación en una dirección que forma un cierto ángulo con su plano de giro. El coeficiente de rozamiento transversal (CRT) se determina por la relación entre la fuerza tangencial medida y la reacción

WWW.LITECSA.C

normal al pavimento que aplica la rueda. El rendimiento de este equipo es de 200 Km/d y los datos los suministra en gráfico y banda magnética para tratar en ordenador.

10.3.6 Evaluación geotécnica de los materiales de la estructura existente

Con base en los resultados obtenidos en los estudios anteriormente descritos se seleccionarán secciones características representativas de zonas de buen y mal comportamiento. Sobre estas secciones se efectuarán los ensayos "in situ" y de laboratorio de caracterización de los materiales de las distintas capas de pavimento. Esta caracterización comprenderá:

1) **Ensayos "in situ"**

   a) Apertura de apiques (perforaciones) de observación, ensayo y muestreo interesando hasta la subrasante.

   b) Ensayos de densidad "in situ" y porcentajes de humedad en las distintas capas y de humedad a distintas profundidades en el suelo de fundación.

   c) Observación visual del estado de las distintas capas, con verificación y replanteo de los espesores de cada una de ellas.

2) **Ensayos de laboratorio**

   a) Ensayos de caracterización (granulometría, límites de Atterberg) de las distintas capas. Además en el material de subrasante se debe efectuar el ensayo de expansión libre, si el material es plástico.

   b) Clasificación de los materiales de cada una de las capas (sistema AASHTO y unificado).

   c) CBR con ensayos de compactación a la densidad y humedad encontradas "in situ".

   d) Densidad máxima y humedad óptima para ensayos de compactación.

   e) Recuperación de asfalto de la mezcla bituminosa y determinación de porcentajes relativos de asfalto y agregados pétreos.

   f) Ensayos sobre el asfalto recuperado de penetración, ductibilidad, punto de ablandamiento y Oliensis.

COM.EC 2587713

10.4 CRITERIO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO PARA EL DISEÑO DE REFUERZOS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El Instituto del asfalto presenta una metodología que suministra: técnicas para evaluar la capacidad estructural de pavimentos flexibles y rígidos, métodos para determinar su capacidad para brindar una superficie de rodamiento cómoda y segura, ténicas para el diseño de sobrecapas que incrementen la resistencia de pavimentos débiles o deteriorados y medios para el diseño de sobrecapas que adecúen pavimentos en estado aceptable, al tránsito futuro.

En el texto, solo se hará alusión a las técnicas de diseño de refuerzos de pavimentos flexibles.

10.4.1 Diseño de sobrecapas asfálticas en pavimentos flexibles

La técnica de evaluación propuesta por el Instituto del Asfalto, incluye dos métodos de evaluación: el deflectométrico y el de espesores efectivos. Los procedimientos de cada uno de ellos se describen a continuación.

Procedimiento deflectométrico

Investigación de campo. La magnitud de las deflexiones de un pavimento indica su aptitud para soportar las cargas del tránsito. Investigaciones realizadas en muchas partes del mundo han permitido establecer correlaciones entre las cargas (magnitud y frecuencia) y las deflexiones, las cuales se emplean para evaluar la capacidad estructural del pavimento, así como para determinar la extensión de las acciones correctivas por tomar.

Existen muchos dispositivos que miden, de manera no destructiva, las deflexiones intentando con ello, simular la respuesta del pavimento ante una carga móvil. La Viga Benkelman es quizás, el aparato con el cual se posee una mayor experiencia. La viga mide las deflexiones bajo la rueda de un vehículo cargado, en los puntos seleccionados para ello. El Instituto del Asfalto recomienda tomar, al azar, 12 lecturas por kilómetro de carretera (el INV acostumbra tomar 20 a intervalos de 50 metros, de modo alterno a uno y otro lado de la calzada). Los valores de deflexión obtenidos en cada sección que se considere homogénea, se promedian, se ajustan por temperatura y período climático crítico del año y se le suman dos desviaciones estándar, obteniéndose un valor que es representativo del 97% de las deflexiones medidas en la sección (el INV

WWW.LITECSA.C

adiciona solo una desviación estandar y el valor obtenido representa aproximadamente el 85% de los valores).

Los sitios en los que las deflexiones ajustadas superen el valor representativo, deben considerarse en detalle y probablemente requieran una auscultación adicional. En ellos, tal vez sea necesario un parcheo intenso y la colocación de espesores de refuerzo algo mayores. Estos tramos, además, deberán ser excluídos del resto de la sección para efectos del cálculo de las deflexiones características.

La Figura 10.14 presenta las curvas de ajuste por temperatura que recomienda el Instituto del Asfalto, las cuales son función del espesor de las capas granulares (para un pavimento de espesor pleno en concreto asfáltico, se usa el espesor cero de capas granulares).

Tránsito de diseño. El Ingeniero deberá realizar una proyección de tránsito para el período de diseño del refuerzo que se vaya a colocar al pavimento. La proyección, realizada a partir de los datos de la serie histórica de tránsito, es idéntica a la que se realiza en el método de diseño de pavimentos nuevos (MOPT DE-1-01) y obteniéndose un tránsito futuro, expresado como número acumulado de ejes simples equivalentes de 8.2 t (80 kN = 18 kips) en el carril de diseño durante el período de diseño (Nd).

Evaluación de la condición estructural del pavimento. Es posible predecir, a partir de la deflexión características (D_c), el período que puede transcurrir antes que sea indispensable la colocación de un refuerzo en el pavimento que se analiza. El procedimiento por aplicar, es el siguiente:

1. Determinar la deflexión característica (D_c).
2. Haciendo que la deflexión característica sea igual a la deflexión admisible de diseño, obtener en la Figura 10.15 un valor de tránsito remanente (N_r).
3. Determinar el tránsito promedio diario actual, discriminado por tipo de vehículo. Multiplicar cada valor por el porcentaje que utiliza el carril de diseño y por 365 para obtener el tránsito total del año actual para cada tipo de vehículo.
4. Multiplicar estos valores por los factores de equivalencia de carga para cada uno de ellos y sumar los productos (N_o).
5. Hallar un factor de crecimiento, de tránsito, mediante la relación N_r/N_o.
6. Estimar, con base en la serie histórica, la tasa anual de crecimiento del tránsito.

COM.EC 2587713

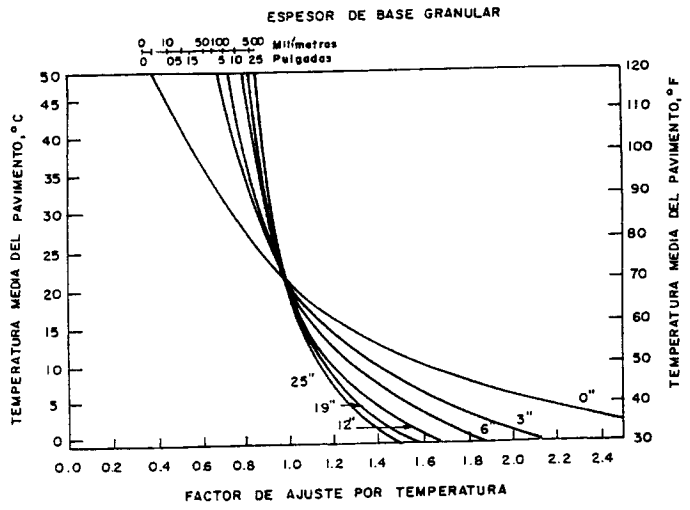


Figura 10.14 – Curvas de ajuste por temperatura.

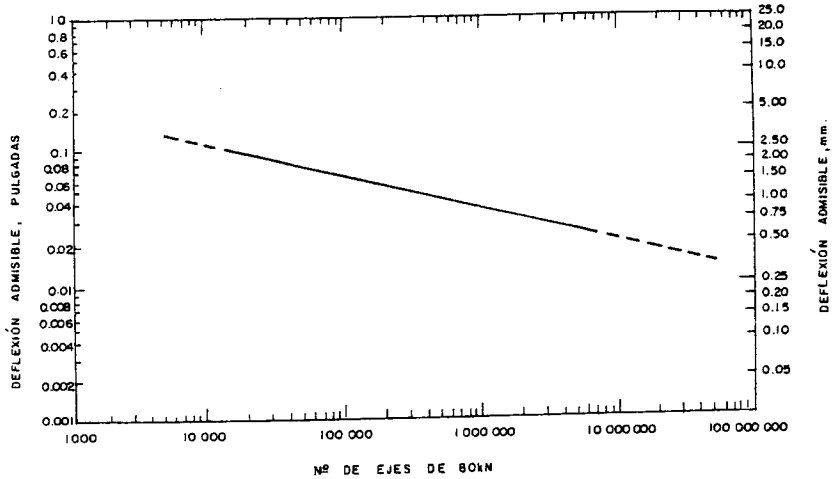


Figura 10.15 – Gráfica para determinar la deflexión admisible.

WWW.LITECSA.C

7. Con el factor y la tasa de crecimiento hallar un período de diseño, en la Tabla 10.9. El valor así obtenido es el número de años que transcurrirán antes que la sobrecapa sea necesaria.

Ejemplo

Una carretera rural de 2 carriles tiene un tránsito promedio diario actual de 5000 vehículos, de los cuales el 50% utilizan el carril de diseño. Se espera en el año la distribución de vehículos comerciales que muestra la siguiente tabla, con los factores de equivalencia que allí se presentan, los cuales llevan a un N_o = 68.200 ejes simples de 8.2 t (80 kN = 18 kips).

La tasa de crecimiento del tránsito se estima en 4% anual. Si la deflexión característica es 1.08 mm. Determinar el período de tiempo antes del cual resulte necesario el refuerzo.

Solución

- Tomando la deflexión característica como la admisible, se determina en la Figura 10.15 que N_r = 500.000 ejes de 80 kN (8.2 t).

- El factor de crecimiento es:

$$\frac{Nr}{No} = \frac{500.000}{68.200} = 7.33$$

Tipo de vehículo	%	Número de vehículos (1)	Factor de Equivalencia (2)	Ejes Equivalentes (1) x (2)
Unidades simples:				
2 ejes 4 llantas	58	127.000	0.02	2.500
2 ejes 6 llantas	12	26.300	0.21	5.500
3 ejes o más	3	6.600	0.73	4.800
Semi-remolques y remolques				
3 ejes	1	2.200	0.47	1.000
4 ejes	4	8.700	0.83	7.200
5 ejes	22	48.200	0.98	47.200
Sumatoria				No. = 68.200

- Conocidos el factor y la tasa de crecimiento, la Tabla 10.9 permite determinar que el número de años por transcurrir antes que sea necesario el refuerzo, es 6.5

COM.EC 2587713

Tabla 10.9
Factor de crecimiento*

Período de diseño n (años)	Rata de crecimiento anual, porciento (r)							
	Crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

* Factor = $\frac{(1+r)^n - 1}{r}$, donde r = $\frac{\text{rata}}{100}$ diferente de cero. Si el crecimiento anual es cero, el factor de crecimiento = período de diseño.

Diseño de sobrecapas a partir de las deflexiones. El procedimiento que se va a desarrollar en este caso, es el siguiente:

1. Determinar la deflexión característica.
2. Estimar el tránsito para el tiempo que se tomará como período de diseño de la sobrecapa.
3. Con estos dos valores, determinar en la gráfica de diseño (Figura 10.16), el espesor requerido de sobrecapa, en concreto asfáltico.

WWW.LITECSA.C

Ejemplo:

Supóngase una carretera de 4 carriles con un tránsito promedio diario actual de 16000 vehículos, cuyo pavimento se quiere reforzar para un período durante el cual se espera un tránsito de diseño (Nd) de 10.200.000 ejes de 80 KN (8.2 t). La deflexión característica D_c = 1.11 mm. Según la Figura 10.16 el espesor de esfuerzo por colocar es de 125 mm de concreto asfáltico.

Ejemplo:

Supongamos una carretera con la misma deflexión del ejemplo anterior y tránsito de diseño (Nd) de 5.000.000 de ejes de 80 KN (8,2 t). El espesor de refuerzo que se obtiene en la Figura 10.16, es 100 mm.

Comparando este valor con el del otro ejemplo, se ve la escasa influencia del tránsito de diseño en el espesor de la sobrecapa, cuando las deflexiones permanecen constantes.

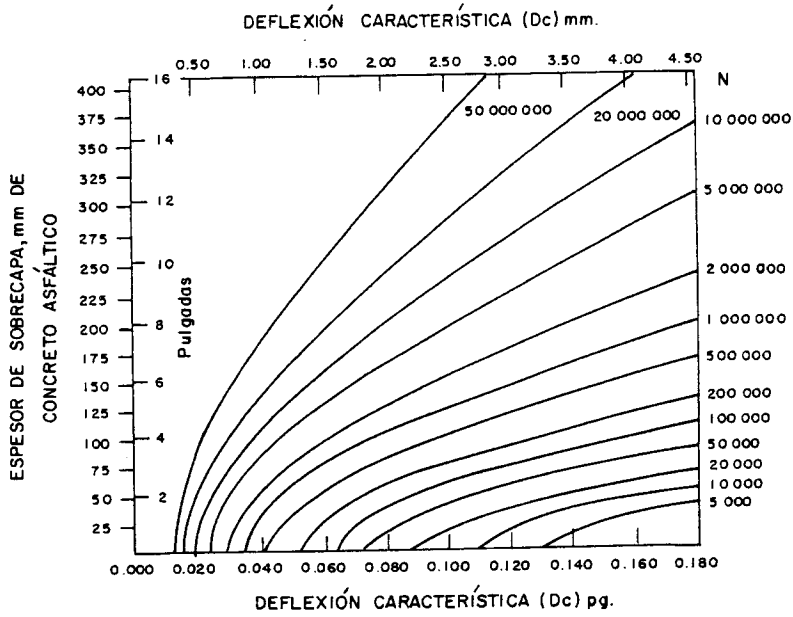


Figura 10.16

COM.EC 2587713

Procedimiento basado en espesores efectivos. El procedimiento se basa en el concepto de que la vida de los pavimentos se reduce a medida que van soportando el tránsito con el transcurso del tiempo. Esto equivale a suponer que cuando el pavimento va utilizando parte de su vida, se va comportando como si fuera adelgazando, es decir que su espesor efectivo se va haciendo cada vez menor.

Para calcular el espesor efectivo de un pavimento existente, se requiere conocer la composición y espesor de cada una de sus capas, asi como las propiedades de la subrasante. Para completar el proceso de diseño, se requiere, además, un estimativo del tránsito a que estará sometido el pavimento luego del refuerzo. El espesor de éste, se determina mediante la diferencia entre el espesor que se requeriría de un pavimento nuevo sobre la subrasante existente, para soportar el tránsito futuro, y el espesor efectivo del pavimento existente.

Análisis de la subrasante. Para efectos de diseño, es necesario conocer las propiedades de resistencia de la subrasante. Si se dispone de los datos originales del diseño, ellos pueden emplearse, adicionándoles algunos ensayos de verificación; si no se dispone de ellos, la comprobación de campo se hace indispensable. Para evitar errores sistemáticos, las muestras para ensayo deben escogerse al azar. Dichas muestras se prueban en el laboratorio por medio del ensayo triaxial para determinar el módulo resiliente, en cuyos términos se expresa la resistencia en las gráficas de diseño del Instituto del Asfalto; sino se puede realizar el ensayo, se permite estimar el módulo a partir del C.B.R. o del valor de R del estabilómetro Hveem:

$$\begin{aligned} Mr(Mpa) &= 10.3\ C.B.R.\ \text{ó} \\ &= 8.0 + 3.8\ R \end{aligned} \qquad (10.7)$$

Tránsito de diseño. Su valor Nd, debe estimarse mediante el mismo procedimiento aplicado para el diseño con base en deflexiones.

Espesor efectivo del pavimento existente. El Instituto del asfalto presenta dos métodos para determinarlo. El método 1 incluye el empleo de un factor de conversión para la estructura del pavimento, a partir de una sencilla calificación de su estado, más el empleo de unos factores de equivalencia para convertir los diversos materiales de la estructura a espesores equivalentes de concreto asfáltico. El método 2 requiere el uso de factores de conversión para cada capa del pavimento de acuerdo con su estado actual, para convertirla directamente a un espesor equivalente de concreto asfáltico.

WWW.LITECSA.C

Método 1. Los factores de conversión (C) que presenta la Figura 10.17, se basan en análisis de vida remanente de estructuras típicas de pavimentos evaluados mediante el índice de servicio presente (ISP). Las dos curvas de la figura reflejan diferencias en cuanto al comportamiento del pavimento luego del refuerzo. Se ha observado que luego de ser reforzados, algunos pavimentos presentan una reducida rata de cambio en el ISP, comparada con la rata de cambio que presentaban antes de colocar la sobrecapa, condición que queda representada por la línea A. La línea inferior (B), representa un cambio en el ISP a una rata similar a la que se presentaba antes del refuerzo y es un tanto más conservativa. La elección de una u otra depende, en gran medida, del juicio y la experiencia.

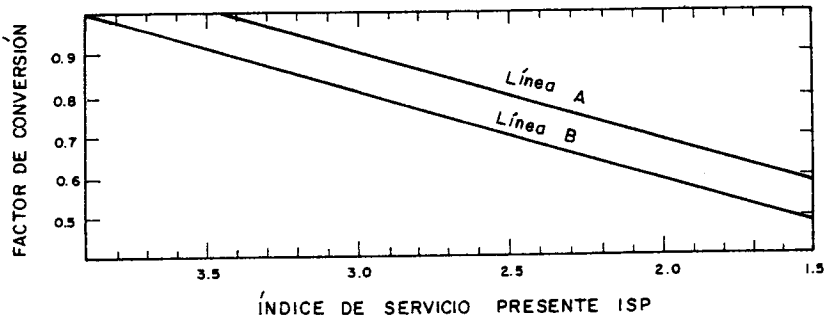


Figura 10.17 – Factores de conversión.

Los factores de equivalencia para bases estabilizadas con emulsión asfáltica, mostrados en la Tabla 10.10, varían de acuerdo con las características de éllas, las cuales se identifican por medio de su denominación (Tipos I, II y III), tal como se designan también en el método de diseño de pavimentos del Instituto del Asfalto.

El espesor efectivo de cada capa del pavimento (T_e), se obtiene multiplicando su espesor real (T), por el factor de conversión (C) y el factor de equivalencia apropiado (E).

$$T_e = T \times C \times E \qquad (10.8)$$

COM.EC 2587713

Tabla 10.10
Factores de equivalencia para convertir capas de otros materiales a espesores equivalentes de concreto asfáltico

Tipo de material	Factor de equivalencia (E)
Concreto asfáltico	100
Base estabilizada con emulsión asfáltica	
Tipo I	0.95
Tipo II	0.83
Tipo III	0.57

El espesor equivalente total del pavimento se obtiene sumando los espesores equivalentes de las diversas capas que lo constituyen.

El método 1 se encuentra restringido a estructuras de pavimento que estén constituídas por materiales incluídos en la Tabla 10.10. Para el caso de materiales no contemplados en élla, deberá emplearse el método 2.

Ejemplo:

Determinar el espesor efectivo de un pavimento de espesor pleno, compuesto por dos capas, y con un ISP = 2.3. Aunque la superficie del pavimento se encuentra fisurada, las fisuras no están muy abiertas y la estructura es estable. Los espesores existentes, son 50 mm de concreto asfáltico y una base estabilizada con emulsión del tipo II, de 150 mm.

De acuerdo con estos datos, se puede tomar un factor de conversión C = 0.70 (Figura 10.17) y unos factores de equivalencia E = 1.0 para la capa de rodadura y 0.83 para la base estabilizada del tipo II (Tabla 10.10).

Consecuentemente:

T_e (concreto asfáltico)	= 50 x 0.7 x 1.0	= 35 mm
T_e (base Tipo II)	= 150 x 0.7 x 0.83	= 87 mm
T_e (total)		122 mm

Método 2. Este método exige la determinación de las características de cada capa del pavimento, seleccionando a partir de ellas, los factores de conversión apropiados, en la Tabla 10.11. El espesor efectivo de cada capa (T_e), será el producto de su espesor real (T) por el factor de conversión (C); y el (T_e) de

WWW.LITECSA.C

toda la estructura del pavimento, es la suma de los espesores efectivos de todas las capas.

Deberá tenerse siempre presente, que no existe aún datos suficientes sobre experiencias de comportamiento que permitan establecer con precisión los factores de conversión, por lo que los valores de la Tabla 10.11 son, en cierto grado, subjetivos.

Ejemplo:

Determinar el espesor efectivo de un pavimento asfáltico de tres capas, consistente en 100 mm de concreto asfáltico (muy agrietado transversalmente y con abundantes grietas del tipo piel de cocodrilo en la zona de canalización del tránsito), 150 mm de una base estabilizada con cemento (agrietada en bloques y con signos evidentes de bombeo e inestabilidad en los bordes) y una subbase granular de 100 mm.

Con base en esta información y adoptando de la Tabla 10.11, los factores de conversión de 0.5, 0.3 y 0.2, respectivamente, se tiene que:

T_e (concreto asfáltico)	= 100 x 0.5	= 50 mm
T_e (base estabilizada con cemento)	= 150 x 0.3	= 45 mm
T_e (subbase granular)	= 100 x 0.2	= 20 mm
T_e (Total)		115 mm

Cálculo del espesor de sobrecapas. El procedimiento del Instituto del Asfalto para calcular el espesor de refuerzo en concreto asfáltico, a partir del espesor efectivo del pavimento es el siguiente:

$$T_o = T_n - T_e \qquad (10.9)$$

Donde:

T_o = Espesor de la sobrecapa

T_n = Espesor que requeriría un pavimento nuevo de espesor pleno en concreto asfáltico, para soportar el tránsito de diseño, Nd, sobre la subrasante existente, Mr. Este espesor se obtiene en la gráfica de diseño (Figura 5.12).

T_e = Espesor efectivo del pavimento existente.

COM.EC 2587713

Tabla 10.11
Factores de conversión de espesores de diversas capas de pavimento a espesor efectivo (Te)

Clase	Descripción del material	Factores de conversión
I	a) Subrasante original en todos los casos. b) Subrasante mejorada con materiales predominantes granulares que contengan algo de limo y arcilla pero con IP ≤ 10 c) Subrasantes estabilizadas con cal construídas de suelos que tengan un IP ≥ 10	0.0
II	Sub-base granular o base construída con agregados duros y una gradación aceptable, que contenga algunos finos plásticos y con C.B.R. no inferior a 20. Debe emplearse el valor superior del rango si el IP ≤ 6 y el inferior en caso contrario.	0.1 - 0.2
III	Sub-bases y bases modificadas con cemento ó cal y cenizas volantes, construídas con suelos que tengan IP ≤ 10	0.2 - 0.3
IV	a) Capas de rodadura y bases estabilizadas con asfalto líquido ó emulsión, con patrones de agrietamiento bien definidos y deformaciones apreciables en la huella de las ruedas de los vehículos que indiquen evidencia de inestabilidad. b) Pavimentos de concreto de cemento, los cuales se rompen en pequeñas piezas (60 cm. o menores) antes de la colocación de la sobrecapa. Emplear la parte superior del rango si existe capa de sub-base. c) Bases de suelo-cemento con patrones de agrietamiento bien definidos, reflejados como fisuras superficiales.	0.3 - 0.5
V	a) Superficies asfálticas y bases asfálticas que exhiben apreciable agrietamiento y que permanecen estables aunque haya indicios de deformaciones en las huellas del paso de los vehículos. b) Pavimentos rígidos muy agrietados que no puedan sellarse con efectividad. Los fragmentos de las losas entre 1.0 y 4.0 metros cuadrados deberán asentarse adecuadamente sobre la subrasante con ayuda de compactadores neumáticos. c) Capas de rodadura o base estabilizadas con asfalto líquido o emulsión asfáltica que presentan grietas finas y algún descascaramiento o degradación de agregados y ligeras deformaciones, pero que permanezcan estables.	0.5 - 0.7
VI	a) Superficies de concreto asfáltico que exhiban grietas muy finas y que permanecen estables aunque se observen ligeras deformaciones bajo a las huellas de circulación de los vehículos. b) Mezclas con asfalto líquido ó emulsión asfáltica generalmente estables y sin agrietamientos. c) Pavimentos rígidos que sean estables y que tengan algún agrietamiento pero que no contengan piezas inferiores a 1.0 m^2.	0.7 - 0.9
VII	a) Capa superficial de concreto asfáltico, incluyendo base asfáltica en el mismo material, que se encuentre sin grietas aunque con deformaciones bajo las huellas de tránsito de los vehículos. b) Pavimento rígido estable, subsellado y generalmente sin agrietamientos. c) Pavimento rígido bajo una capa asfáltica, que es estable, sin bombeo y pocas grietas superficiales.	0.9 - 1.0

WWW.LITECSA.C

Ejemplo:

Determinar el espesor de refuerzo para un pavimento, con base en el método de espesores efectivos, para los siguientes datos:

- M_r de la subrasante = 82.7 MPa.
- Tránsito de diseño, Nd = 2 x 10^6 ejes equivalentes de 80 KN.
- Espesor efectivo del pavimento (T_e) = 115 mm.

La gráfica de la Figura 5.12 permite obtener, para los valores de Mr y Nd un espesor pleno de concreto asfáltico, T_n, de 240 mm.

Por lo tanto, el espesor requerido de refuerzo para el pavimento, será:

To = 240 - 115 = 125 mm de concreto asfáltico

10.5 DISEÑO RACIONAL DE REFUERZOS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES CRITERIO DE LILLI - LOCKHART

La teoría lineal elástica constituye la base de los métodos analíticos más comúnmente empleados en la predicción de esfuerzos, deformaciones y deflexiones provocados por las cargas del tránsito en un pavimento.

Emplear esta teoría en el diseño de refuerzos, implica admitir que los materiales viales trabajan en el ámbito lineal de esfuerzos y deformaciones, lo que resulta razonablemente cierto para cargas móviles a velocidades no inferiores a 15 km/hora, situación que puede considerarse representativa de lo que sucede en pavimentos de calles y carreteras.

La aplicación de la teoría elástica a una estructura multicapa, requiere adecuada valoración de los módulos de elasticidad y relaciones de Poisson para cada una de las capas. Dada la naturaleza de los materiales que las constituyen, habrá que considerar en el módulo de las capas asfálticas, el efecto que sobre el tienen la temperatura y el tiempo de aplicación de las cargas; mientras que en el módulo de las capas granulares y la subrasante deberán tenerse en cuenta sus condiciones de humedad y densidad, en el de las capas cementadas el grado de fisuramiento, etc.

Las relaciones de Poisson, por su parte, tienen escasa incidencia en el cálculo analítico de deformaciones y deflexiones, siendo aceptable el empleo de valores únicos ponderados, para la estructura en conjunto. Comúnmente, se adoptan valores de 0.35 a 0.40 para determinar la deformación por compresión en la subrasante y la deformación por tracción en las capas asfálticas.

COM.EC 2587713

Cuando se dispone de programas elásticos completos, suelen emplearse valores de 0.30 para el refuerzo y la capa de rodadura existente, 0.40 para las capas granulares y 0.45 a 0.50 para la subrasante.

El método considera que tanto el fisuramiento como el ahullamiento de los pavimentos flexibles, son consecuencia del fenómeno de fatiga, es decir, la repetición y magnitud de las cargas aplicadas por el tránsito vehicular.

El fisuramiento de las capas asfálticas se acostumbra expresar como una relación, entre la magnitud de la deformación específica y el número de aplicaciones de carga, obtenida ya sea a nivel de servicio o de laboratorio, en función de las características de las mezclas. La expresión general de esta relación es del tipo:

$$\epsilon_T = a.N^{-b} \qquad (10.10)$$

Donde ϵ_T es la deformación unitaria por tracción en las capas asfálticas, N el número de repeticiones de carga y los valores "a" y "b" son coeficientes de ajustes determinados en el laboratorio o por observación experimental.

Para considerar los efectos de acumulados de los distintos niveles de solicitación, se utiliza normalmente la hipótesis del daño acumulativo o ley de Miner

$$\sum \frac{ni}{Ni} \leq 1 \qquad (10.11)$$

Donde:

n_i = número de aplicaciones de una cierta deformación.

N_i = número de aplicaciones hasta llegar a la falla (N admisible).

Esta hipótesis es empleada en el presente método para diseñar refuerzos de pavimentos que aún presentan alguna vida permanente.

Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño se desarrolla en etapas, a través de un conjunto de subsistemas que resuelven aspectos particulares:

1) El primer paso, consiste en la investigación básica de campo que incluye la evaluación de la calzada a través de la medida de deflexiones y radios de curvatura, complementada con el inventario del estado superficial del pavimento.

WWW.LITECSA.C

2) El segundo paso comprende la ejecución de un estudio geotécnico para la determinación de los materiales que constituyen la estructura, sus espesores y el análisis de sus características mecánicas.

3) Se deben elaborar modelos de la estructura a través de sus espesores, módulos y relaciones de Poisson, valores que son necesarios para el análisis de las tensiones y deformaciones producidas por las cargas del tránsito, en los puntos críticos del pavimento existente y las capas de refuerzo, según sea el caso.

4) Estimación de las cargas del tránsito durante la vida esperada para el refuerzo, así como de las ya soportadas por el pavimento desde su construcción a su último refuerzo.

5) Comparación de los valores críticos calculados de tensiones y deformaciones, con los máximos admisibles de acuerdo con los criterios de falla asumidos.

6) Selección del refuerzo, con un material de espesor y calidad tal, que las deformaciones críticas no excedan las permisibles en ningún punto del pavimento.

7) El séptimo y último paso consiste en evaluar las diversas alternativas posibles, en función de consideraciones de tipo económico.

La aplicación de este procedimiento implica que los módulos asignados a las diversas capas deben ajustarse iterativamente, hasta que las deflexiones y radios de curvatura calculados con las fórmulas de la teoría elástica, coincidan con los medidos experimentalmente. Logrado esto, se calculan los esfuerzos y deformaciones con distintos espesores de refuerzo, hasta satisfacer los requerimientos técnicos y económicos del diseño.

Criterio de diseño

El objetivo principal del método, es vincular adecuadamenta el comportamiento práctico de los pavimentos, medido a través de las deflexiones y el radio de curvatura, con las tensiones y deformaciones admisibles, provenientes del laboratorio a través de ensayos controlados.

La deflexión y el radio de curvatura tienen diferentes aplicaciones:

1. Evaluar la capacidad estructural del pavimento existente.
2. Calcular los espesores de refuerzo.

COM.EC 2587713

3. Valorar el módulo de elasticidad efectivo del pavimento existente.
4. Ajustar módulos de la subrasante y las capas granulares en la elaboración de modelos de la estructura a través de procesos de iteración.
5. Estimar in situ la magnitud de la deformación horizontal por tracción de las capas asfálticas $\in_T$.

Dentro de los diversos programas elásticos disponibles, los autores han elegido al Alize 3 (LCPC) para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones producidos por un eje de carga normalizado con sistema de rueda doble, con llantas con huella circular de radio 10.76 cm, presión de contacto de 5.62 kg/cm^2 y separación entre centros 3a = 32.26 cm. La relación de Poisson adoptada para todas las capas es 0.25. Los cálculos resultantes de la aplicación del programa han permitido a los autores preparar una serie de ábacos que hacen posible una solución enteramente racional al problema del cálculo de refuerzos.

Los ábacos de diseño

Lo s ábacos de diseño (Figuras 10.18 a 10.27), abarcan temperaturas w-MAAT de 5, 10, 15, 20 y 25°C y espesores de refuerzo que oscilan entre 5 y 30 cm. Para efectos de considerar la rigidez *(Stiffness)* de las mezclas empleadas en el refuerzo, los autores realizaron un estudio, a partir de la información del método de diseño Shell, con el fin de ver su variación con la temperatura y el espesor de la capa y asumiendo que los refuerzos se construyen con mezclas con características de rigidez definidas por el símbolo S1. Dicho estudio permitió adoptar los valores medios de rigidez que muestra la Tabla 10.12, los cuales han sido utilizados en los cálculos elásticos y en la elaboración de los ábacos. Estos módulos corresponden a tiempos de aplicación de carga de 0.02 segundos.

Tabla 10.12
Módulos adoptados para las mezclas de refuerzo (Smez)

w-MAAT (°C)	Valores adoptados (kg/cm^2)	
	S1 - 50	S1 - 100
5	100000	75000
10	65000	42000
15	40000	23000
20	20000	10000
25	10000	5000

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

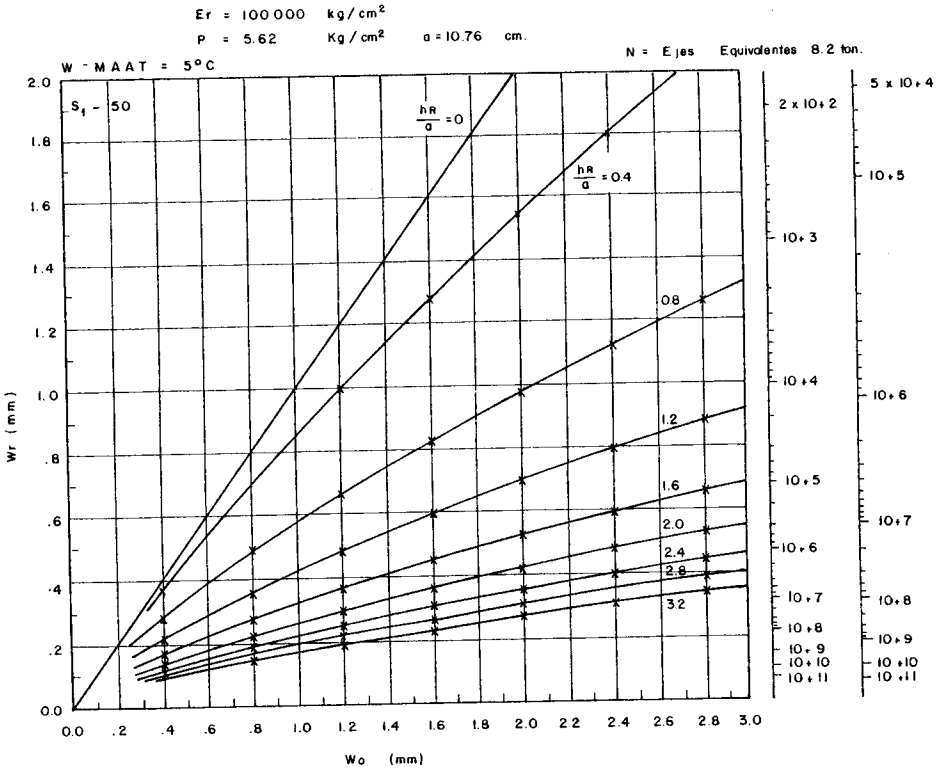


Figura 10.18 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

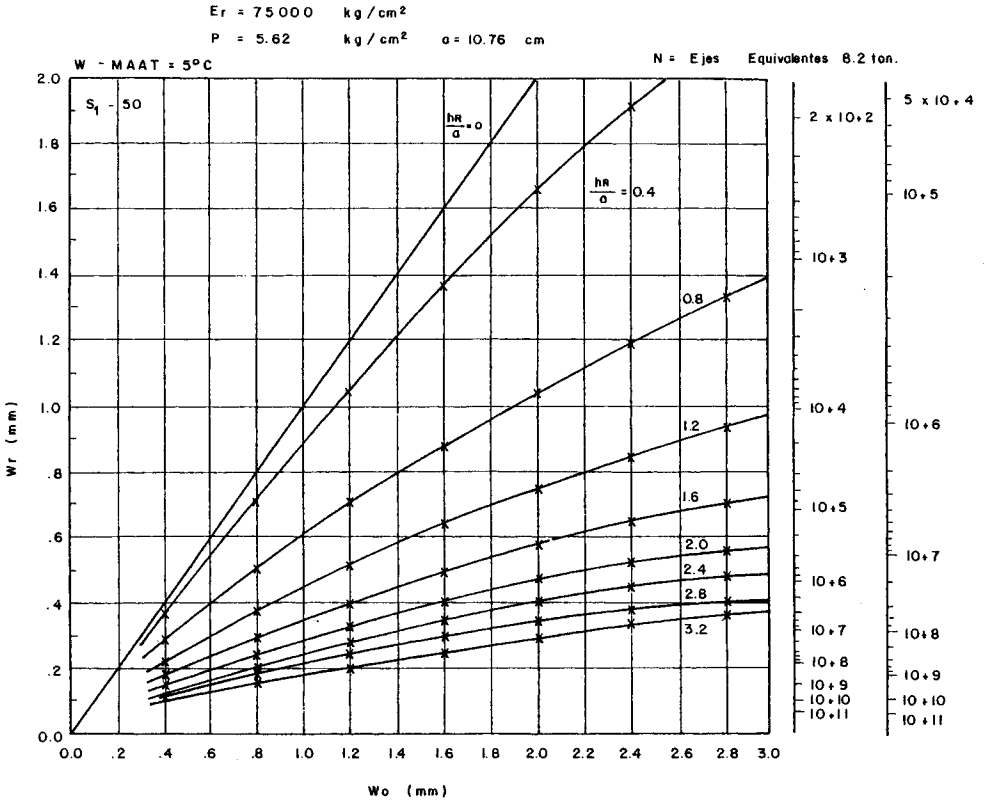


Figura 10.19 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

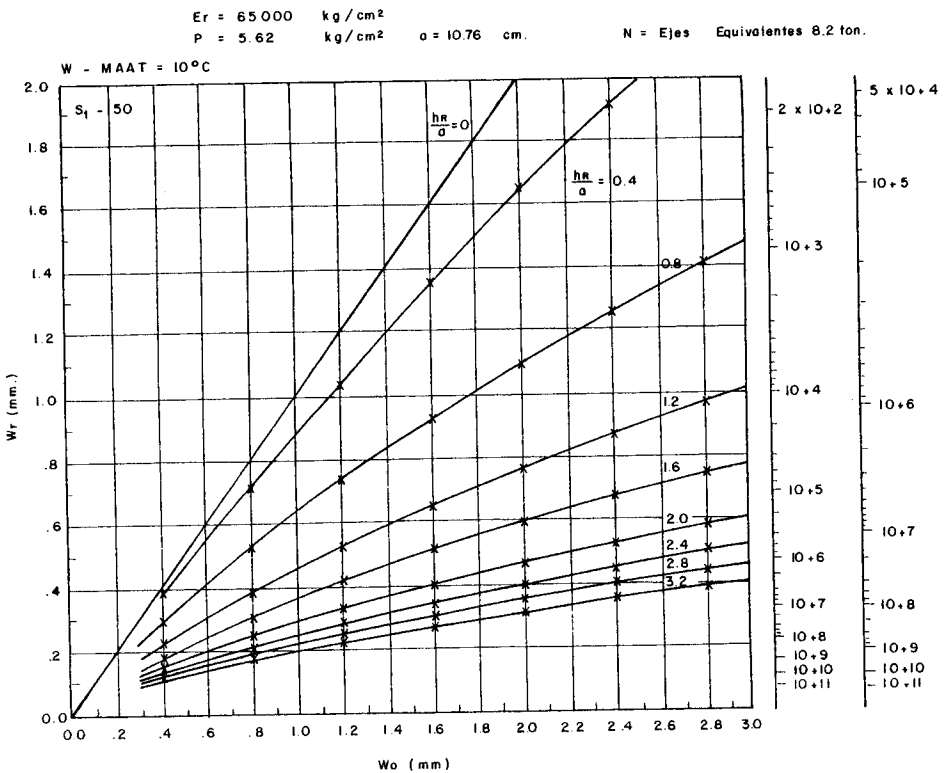


Figura 10.20 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

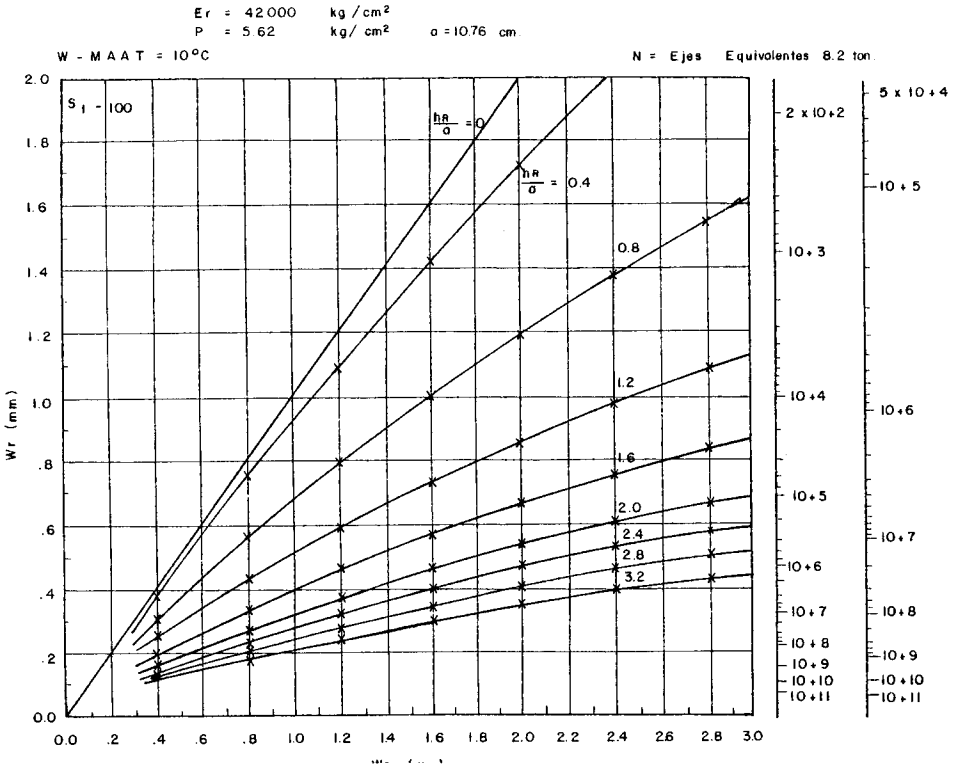


Figura 10.21 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

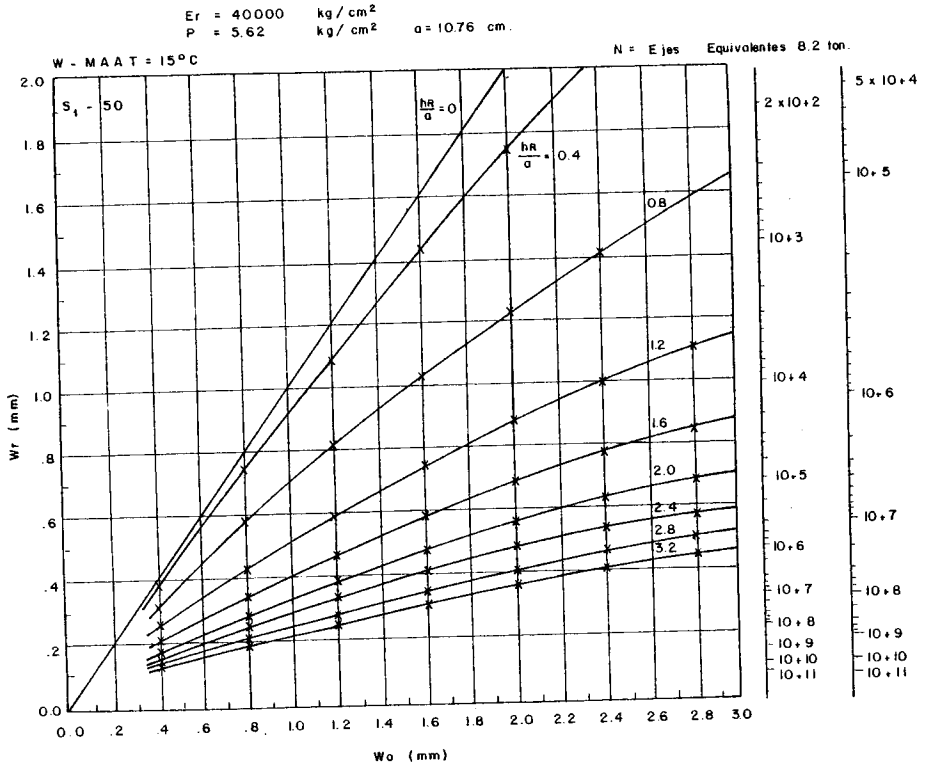


Figura 10.22 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

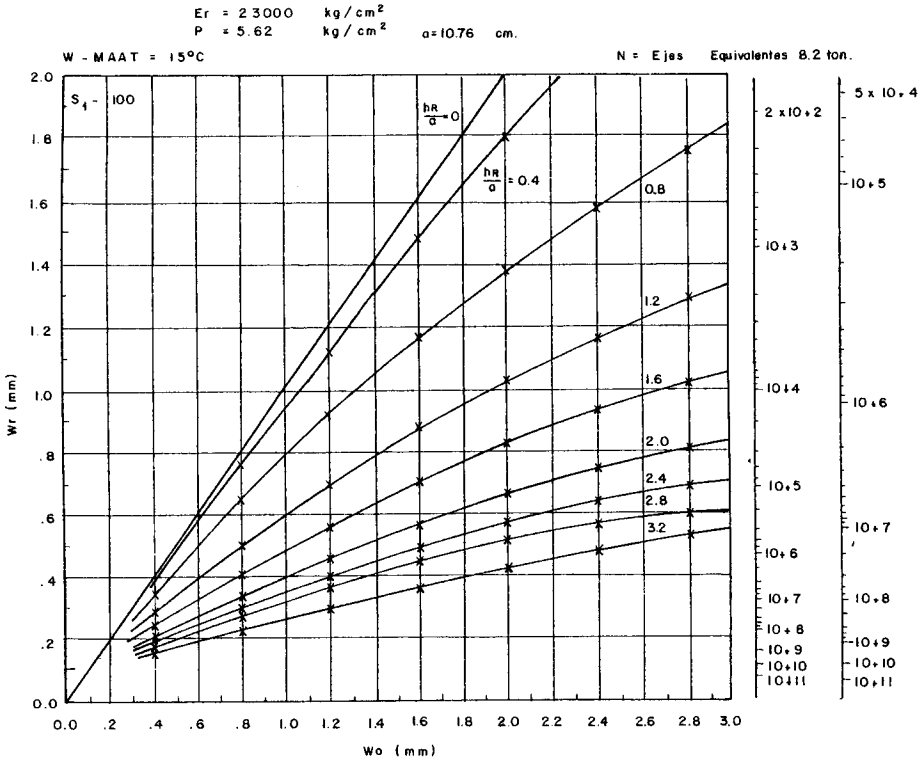


Figura 10.23 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

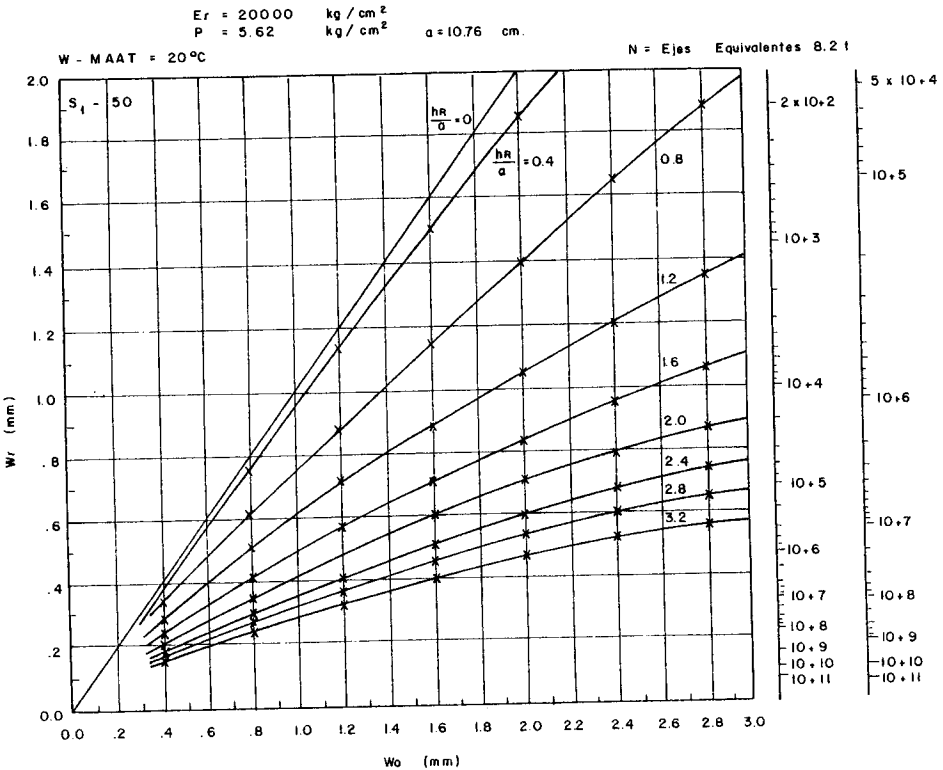


Figura 10.24 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

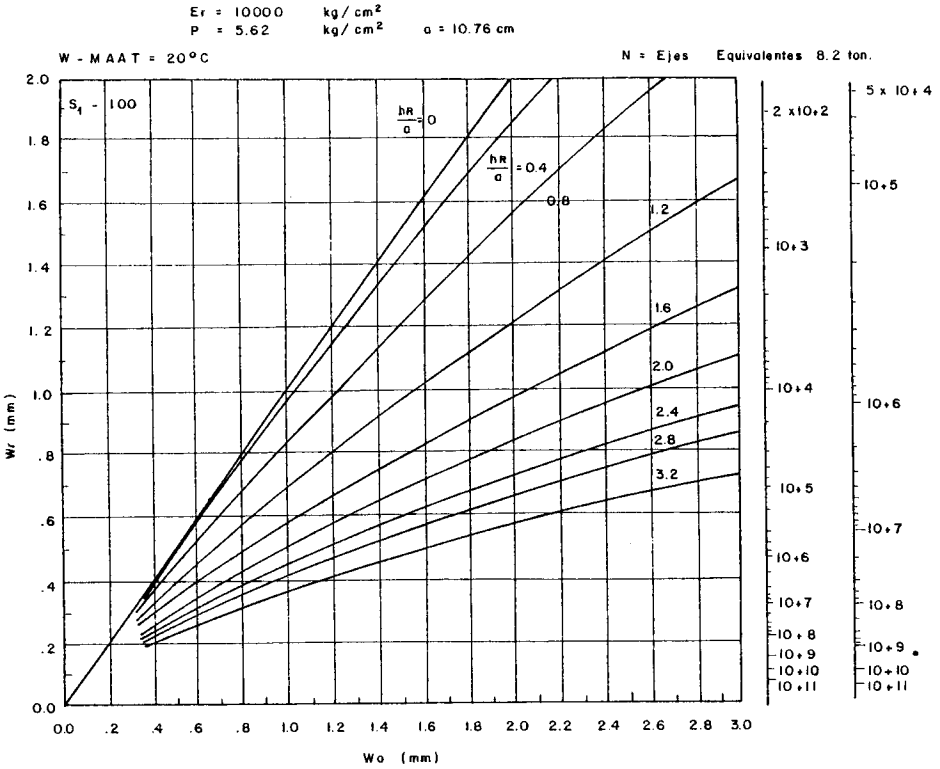


Figura 10.25 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

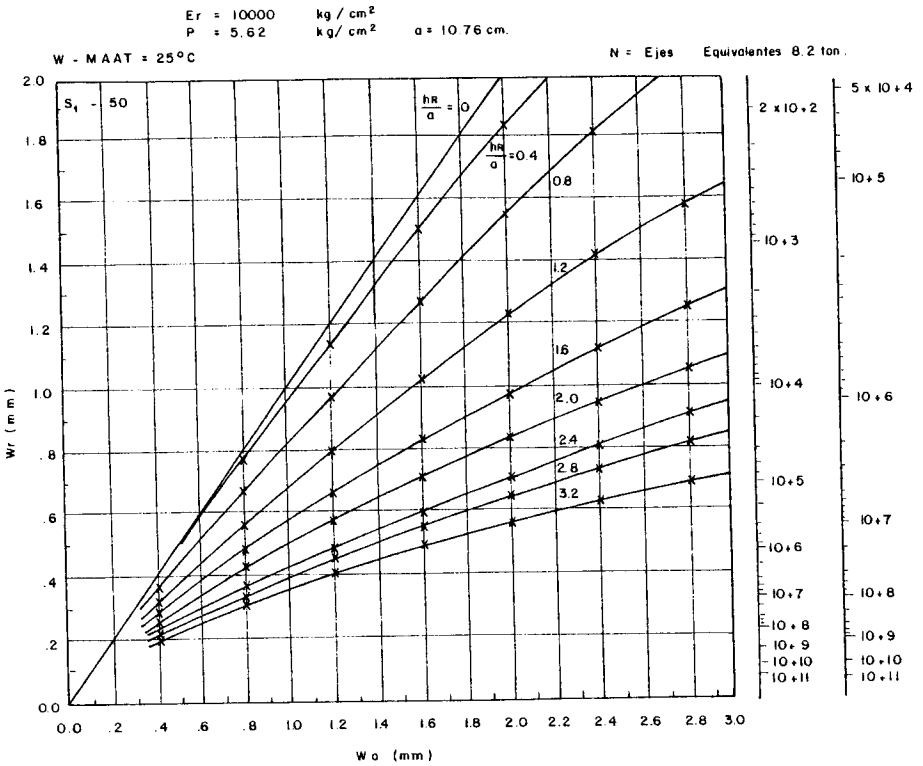


Figura 10.26 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

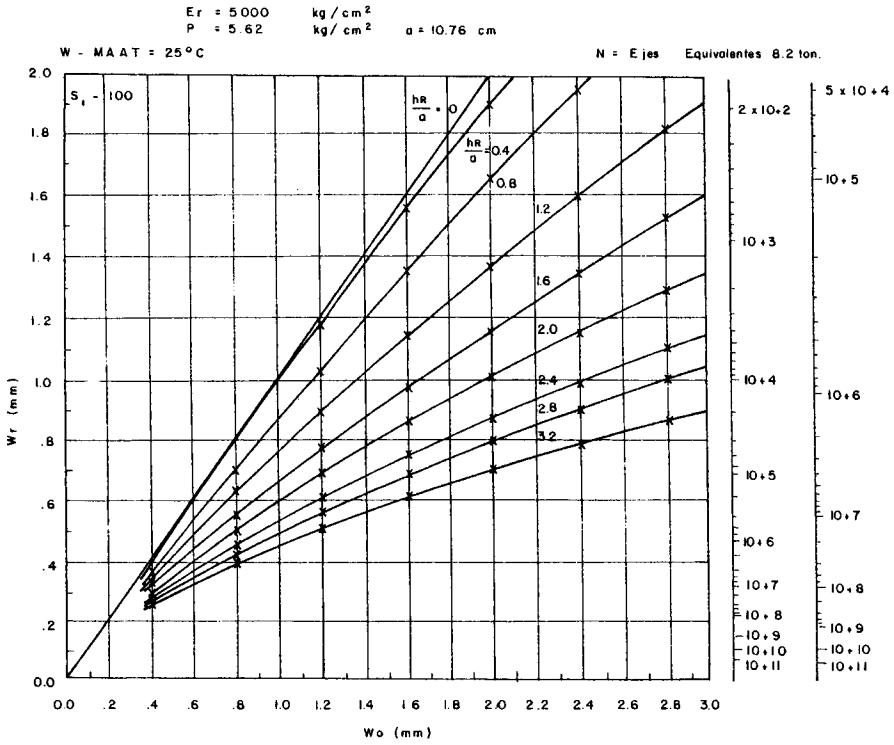


Figura 10.27 – Ábaco para diseño racional de refuerzos.

WWW.LITECSA.C

Los efectos de fatiga de las mezclas han sido contemplados por los autores, a través de las recomendaciones Shell. La Tabla 10.13 presenta las ecuaciones de fatiga para diversas mezclas elegidas.

Además los ábacos de diseño, se incluye otro con propósito de evaluación de calzadas en servicio (Figura 10.28), en el cual se toma un módulo único para las capas asfálticas sin fisuración, de 13000 kg/cm^2, correspondiente a una temperatura del pavimento de 20°C y un tiempo de aplicación de carga de 3.5 segundos, valores que representan las condiciones medias de evalua-

Tabla 10.13
Ecuaciones de fatiga para las mezclas asfálticas tipo
(Expresión general: $\epsilon_T = a\ N^{-b}$; t = 0.02 s)

Mezcla tipo	w - MAAT (°C)	Tmez (°C) media	Stiffness Kg/cm^2	ε_T
S1 - F1 - 50	5	7	100000	$1.70 \times 10^{-3} \times N^{-0.1626}$
	10	14	65000	1.79
	15	22	40000	2.15
	20	29	20000	2.91
	25	36	10000	3.89
S1 - F1 - 100	5	7	75000	1.74
	10	14	42000	2.01
	15	22	23000	2.64
	20	29	10000	3.89
	25	36	5000	5.59
S1 - F2 - 50	5	7	100000	$2.47 \times 10^{-3} \times N^{-0.2018}$
	10	14	65000	2.57
	15	22	40000	2.63
	20	29	20000	3.21
	25	36	10000	4.36
S1 - F2 - 100	5	7	75000	2.50
	10	14	42000	2.57
	15	22	23000	2.95
	20	29	10000	4.36
	25	36	5000	5.26
Para evaluación t = 3.5 seg.				
S1 F1 (50-100)		20	13000	$3.44 \times 10^{-3} N^{-0.1626}$
S1 F2 (50-100)		20	13000	$2.57 \times 10^{-3} N^{-0.2018}$

COM.EC 2587713

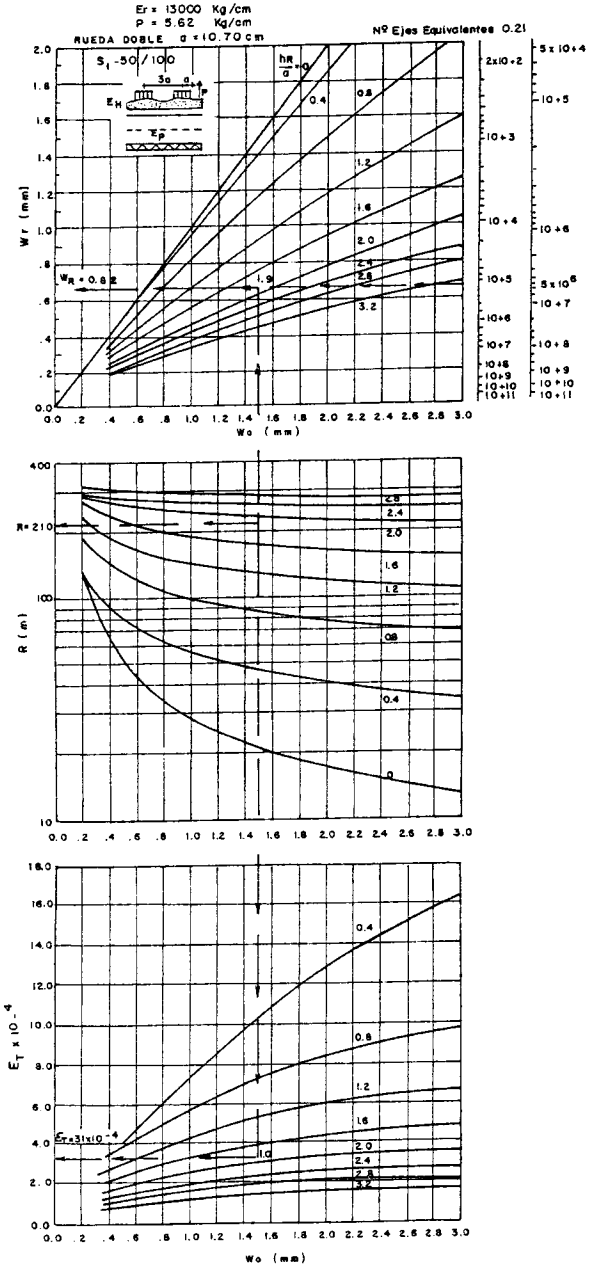


Figura 10.28 – Ábaco para evaluación de pavimentos flexibles.

WWW.LITECSA.C

ción con la viga Benkelman. Para el caso de capas asfálticas fisuradas, se hace una consideración diferente, la cual se indica más adelante.

El procedimiento de empleo de estos ábacos es el siguiente:

a. Se determina la deflexión del pavimento (W_o) y el radio de curvatura (R), empleando vigas Benkelman.

b. Se calcula el módulo "efectivo" del pavimento. Para el tren de cargas supuesto y aplicando el programa Alize, resulta.

$$W_o(mm) = \frac{861.4}{Ep(Kg/cm^2)} \qquad (10.12)$$

c. Para **efectos de evaluación** del pavimento en su estado actual, se toma el ábaco de evaluación (Figura 10.28) y con el valor de Wo, se determinan el radio de curvatura (R) y la deformación específica de tracción $\in_T$ calculados elásticamente, para el pavimento sin refuerzo (hR = 0).

Así mismo, asumiendo diversos valores de hR, se pueden calcular las relaciones hR/a y por medio de éstas se obtienen las deflexiones esperables con posterioridad al refuerzo y los radios de curvatura y deformaciones específicas correspondientes. Luego de la colocación del refuerzo, podrán medirse la deflexión y el radio de curvatura y a partir de ellos calcular $\in_T$ con el fin de comparar estos valores con los calculados previamente.

d. Para **efectos del diseño** de espesores de refuerzo se elige el ábaco correspondiente en función de la w-MAAT de la zona de ubicación del proyecto (lo que implica un T_{mezcla} y un S_{mezcla}), y del tipo de asfalto utilizado (50 o 100), para velocidades de aplicación de carga de 0.02 s (60 kph), recordando que todos los ábacos fueron elaborados para mezclas del tipo S1.

Escogido el ábaco apropiado, se entra a él con la deflexión Benkelman y de acuerdo con el espesor de refuerzo elegido (expresado en términos de hR/a), se pueden obtener los parámetros correspondientes WR y N. Como se puede apreciar, los ábacos presentan dos relaciones de fatiga entre WR (deflexión del pavimento luego de colocar el refuerzo) y N (vida de servicio del pavimento reforzado). La escala de tránsito de la derecha corresponde a la expresión de fatiga del Instituto del Asfalto, y la de la izquierda a la obtenida por los autores en la Argentina, la cual resulta mucho más exigente. El diseñador deberá decidir de acuerdo con las condiciones del pavimento que vaya a reforzar y con base en su buen juicio, la ecuación de fatiga que considere más apropiada.

COM.EC 2587713

La adopción de la deflexión Benkelman para el diseño implica tomar un módulo "efectivo" (EP = $861.4/W_o$) obtenido en carga lenta, mientras que los módulos del refuerzo son de tipo dinámico (t = 0.02 s).

Esta diferencia, según los autores deja de serlo, en la medida que:

a) Las capas de rodadura de los pavimentos asfálticos cuando no tienen vida remanente, presentan siempre fisuramiento al momento del refuerzo, lo que hace perder importancia al comportamiento viscoelástico.

b) Las demás capas de la estructura, resultan relativamente insensibles a la temperatura y los tiempos de aplicación de la carga.

Ejemplo

Si se tiene una deflexión Benkelman W_o = 1.35 mm, corresponden un módulo "efectivo" EP = 861.4/1.35 = 638 kg/cm^2, el cual es relativamente estático (T = 20°C, t = 3.5 s).

Si el pavimento está en una zona con w-MATT = 15°C y la mezcla de la capa de refuerzo es del tipo S1-50, su módulo (Smez) será 40000 kg/cm^2 (ver Tabla 10.12).

De acuerdo con esto, cuando el pavimento reforzado se deflecte bajo la acción de las cargas del tránsito, lo hará con una relación modular ER/EP = 40000/638 = 63.

Cuando el mismo pavimento se evalúe con la viga Benkelman, la deflexión ocurrirá con una relación modular 13000/638 = 20.4.

Información requerida para el diseño

El empleo correcto del procedimiento de diseño propuesto implica el cuidadoso análisis previo de los siguientes factores: 1) Tránsito para el futuro e histórico, 2) Evaluación superficial del pavimento, 3) Determinación de la capacidad estructural, 4) definición de la sección estructural, 5) determinación de los parámetros elásticos y 6) determinación de los espesores de refuerzo.

1) Tránsito

Se requiere el conocimiento del número de ejes equivalentes de 80 kN (8.2 t) en el carril de diseño para dos situaciones:

a) Los experimentados desde la construcción del pavimento o desde el último refuerzo (si los ha tenido).

WWW.LITECSA.C

b) Los proyectados hacia el futuro, en función de la vida prevista para el pavimento reforzado.

2) Evaluación superficial del pavimento

An tes de diseñar un refuerzo, debe establecerse si éste es necesario, de acuerdo con las fallas que presente el pavimento existente, lo que implica la ejecución de un inventario visual de la calzada. No debe olvidarse que el módulo de diseño propuesto, es válido únicamente para pavimentos que fallen bajo el criterio de fisuramiento por fatiga a la tracción en las capas asfálticas.

3) Determinación de la capacidad estructural

Si la inspección indica la necesidad de reforzar, se evalúa la capacidad estructural del pavimento a partir de las medidas con la viga Benkelman u otro equipo similar. La medición de deflexiones y de radios de curvatura, deberán efectuarse o referirse a la temporada climática más crítica del año y corregirse para una temperatura de referencia de 20°C.

A partir de estas medidas se divide el tramo en estudio en zonas relativamente homogéneas, determinándose para cada una de ellas la deflexión de diseño (W_o) y el radio de curvatura (R). Con Wo se determina el módulo "efectivo" (E_p) y con Wo, R y h1 se podrán estimar, aplicando distintos procedimientos de la teoría elástica, la deformación específica de tracción ($\in_T$), como lo muestran las Figuras 10.29, 10.30 y 10.31.

4) Definición de la sección estructural

A través de apiques deberán determinarse los espesores de las diversas capas del pavimento y se identificarán, mediante pruebas de laboratorio, las características de los materiales que las constituyen.

5) Determinación de los parámetros elásticos

Deben asignarse o determinarse módulos elásticos y relaciones de Poisson a cada capa constituyente del pavimento existente.

Si no se dispone de instrumental apropiado para la determinación de los módulos, éstos pueden obtenerse siguiendo los criterios recomendados en el método Shell de diseño de pavimentos, los cuales tienen la aproximación suficiente como para satisfacer las necesidades del método:

a) Subrasante

Su módulo puede estimarse por la expresión $E_3 = 100$ CBR ó preferiblemente con $E_3 = 130\ (CBR)^{0.714}$, lo cual parece dar resultados más acordes con la realidad.

COM.EC 2587713

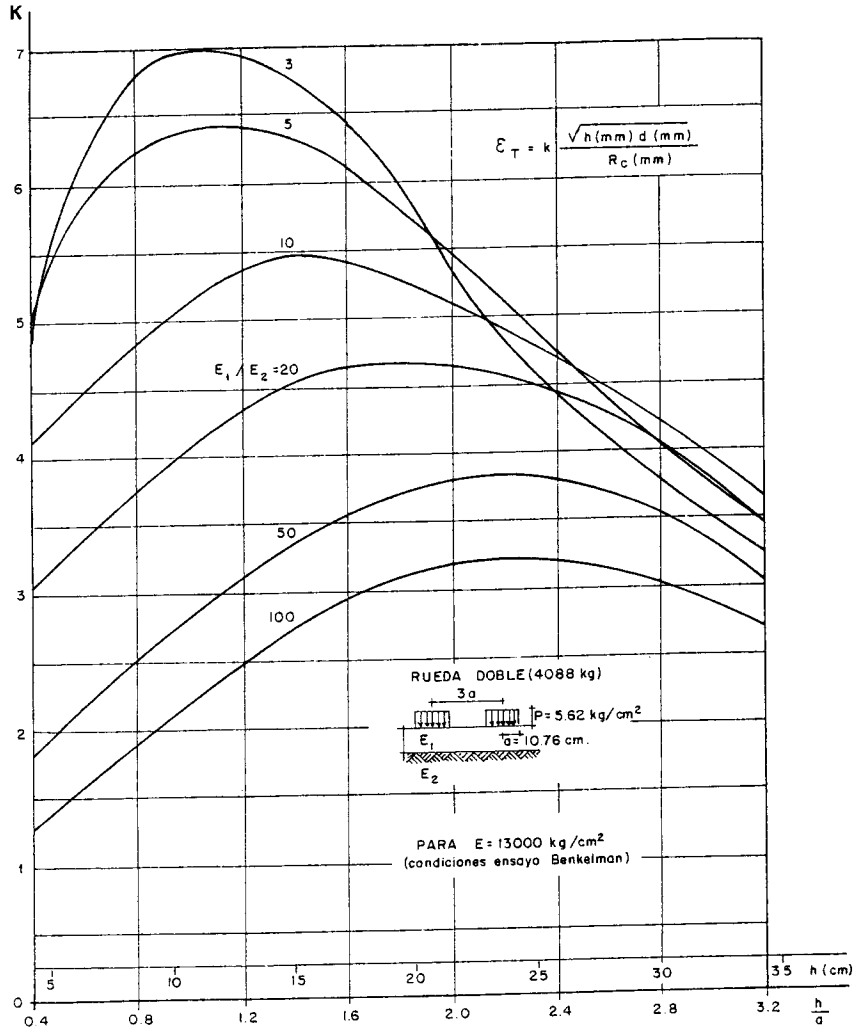


Figura 10.29 – Gráfico para el cálculo de $\in_T$ en base al espesor asfáltico, la deflexión y el radio de la curvatura.

WWW.LITECSA.C

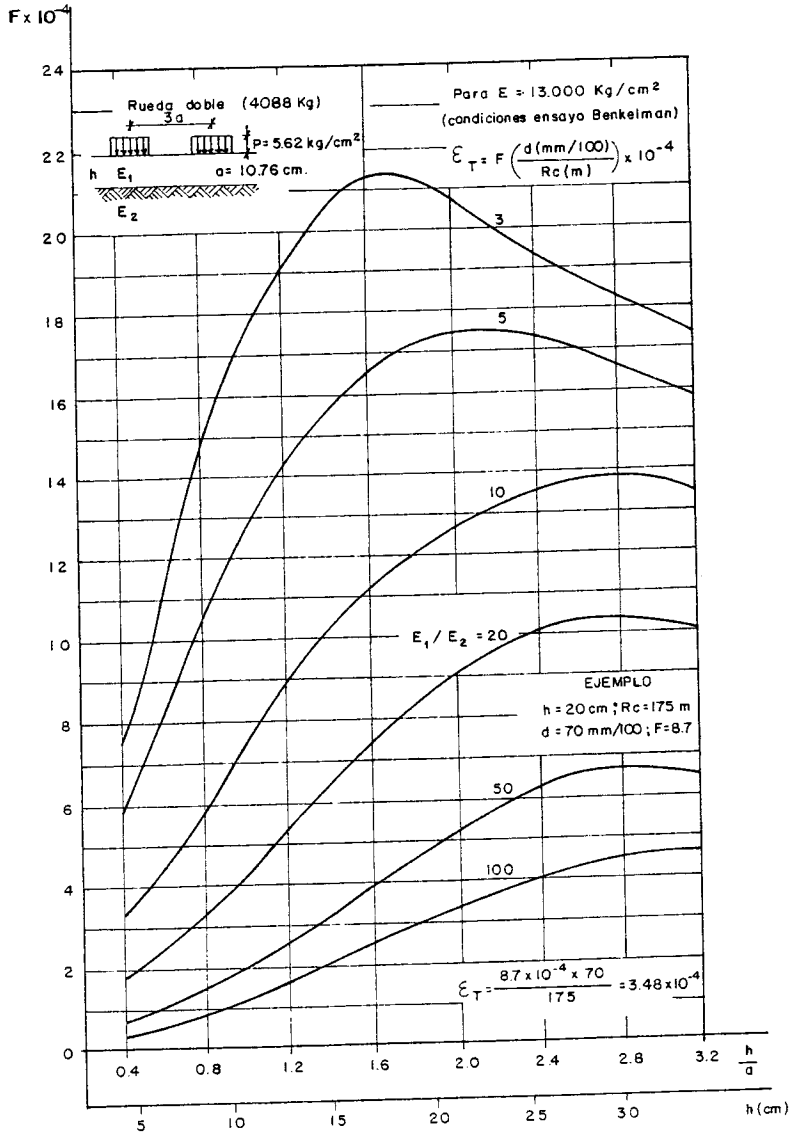


Figura 10.30 – Gráfico para el cálculo de ϵ_T con base en el coeficiente de deflexión/curvatura.

COM.EC 2587713

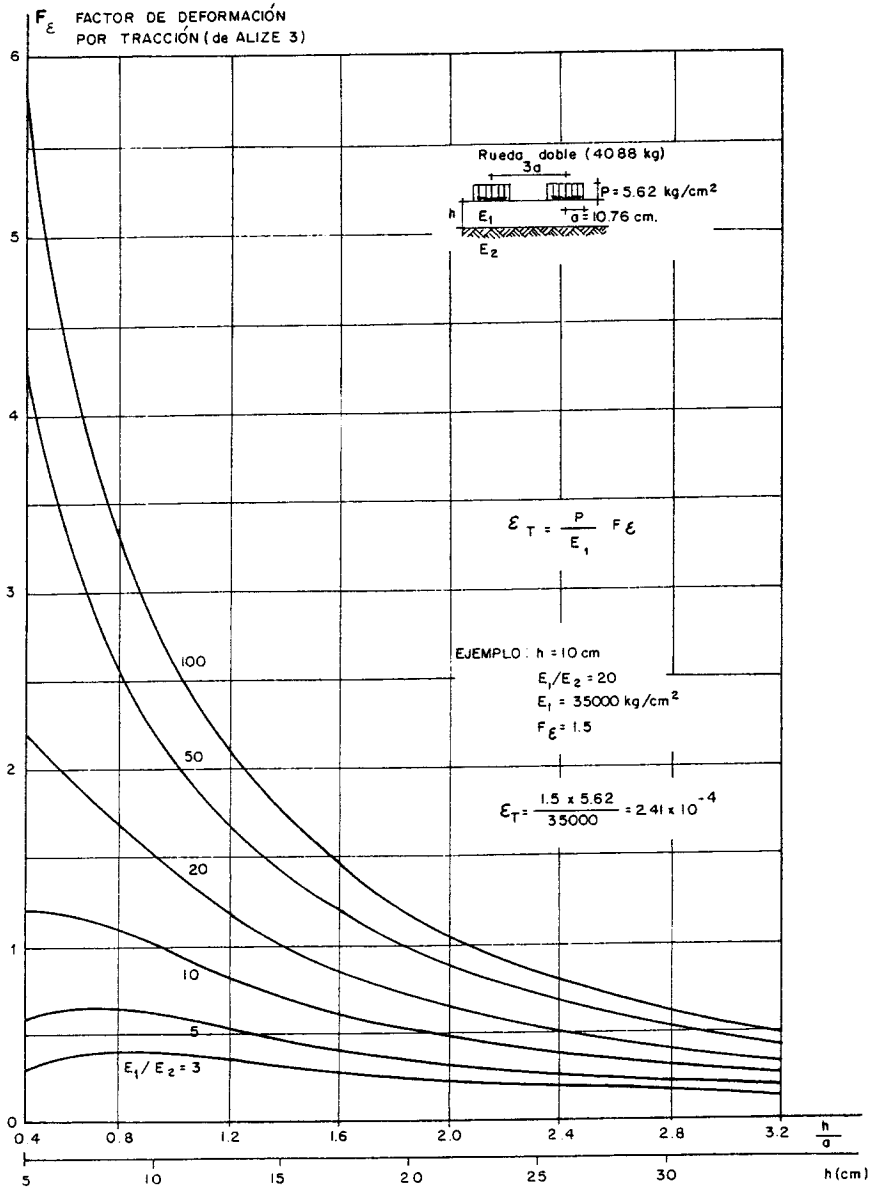


Figura 10.31 – Deformación unitaria por tracción $\in_T$.

WWW.LITECSA.C

Una vez se haga un modelo de todo el pavimento a partir del E_3 calculado, se puede determinar la deflexión actual del pavimento (Wo), bien con algún programa elástico completo o con suficiente aproximación empleando algún criterio simplificado (Odemark, etc). Si la deflexión calculada de este modo no coincide con la Benkelman medida, se deberá ajustar el valor E_3 y a través de iteraciones sucesivas se obtiene el módulo E_3 que produce *W_o medido* = *W_o calculado*. Este módulo así obtenido es "teórico", por cuanto no puede ser correlacionable con ensayos o determinaciones físicas de laboratorio.

b) Capas granulares no tratadas

Su módulo puede calcularse con la Expresión Shell

$$E_2 = 0.206(h_2 mm)^{0.45}.E_3 \qquad (10.13)$$

Válida para $2 \leq E_2/E_3 \leq 4$

Las iteraciones necesarias para que coincidan las deflexiones calculadas y medidas, se traducen también en ajustes de este módulo.

c) Carpeta asfáltica existente

Para calcular su módulo, debe tenerse en cuenta su estado de fisuramiento, el cual se clasifica por el criterio AASHTO:

1. Pavimentos no fisurados (o menos de 5% fisuras AASHTO, clase 2).
2. Fisuramiento clase 2: es aquel en que las fisuras han llegado a conectarse entre si formando fisuras cerradas, del tipo piel de cocodrilo, con menos de 5% de fisuras clase 3.
3. Fisuramiento clase 3: cuando los segmentos entre las fisuras adquieren movilidad y se aflojan bajo carga.

Si se repara adecuadamente, cada caso puede llevarse al anterior.

Cuando los pavimentos existentes presentan fisuras, los módulos de la base y la subbase deberán reducirse para contemplar la humedad que ha penetrado a través de la carpeta y el de ésta deberá disminuirse en función de la severidad de su fisuramiento, el cual implica pérdida de capacidad estructural. Cuando no existen fisuras, o éstas son muy aisladas y separadas, se asignarán al concreto asfáltico existente el correspondiente al material virgen.

Este tipo de análisis resulta fundamental para estimar si el pavimento que se va a reforzar tiene vida residual, la que debe ser considerada en el diseño, ya que si se ignora, el refuerzo calculado puede resultar muy conservativo.

COM.EC 2587713

Bajo este criterio de clasificación, los módulos *(Stiffness)* que pueden asignarse a los tres casos, obedecen a lo que indica la Tabla 10.14.

Tabla 10.14
Asignación de módulos para la capa asfáltica

Condición del pavimento	Módulo asfáltico existente
1 - no fisurado	Módulo del refuerzo (Smez, t, T_C)
2 - fisuramiento clase 2	5000 kg/cm^2
3 - fisuramiento clase 3	1400 kg/cm^2

Valores que surgen de las experiencias del "AASHO Road Test".

En el caso 1), el pavimento puede tener vida remanente si para el Smez correspondiente, el ε_T calculado, resulta menor que el admisible.

Cuando se ajusten los módulos de las diversas capas para hacer modelos de la estructura, que produzca W_o calculado = W_o medido, el cálculo teórico de la deflexión debe ser compatible con el medido y en tal virtud el Smez debe estar referido a una temperatura Tmez = 20°C, ya que dicha temperatura es la normalizada para las deflexiones Benkelman.

En el caso de superficies con fisuramiento clase 2, se asume que éllas han fallado por fatiga y que el pavimento no presenta vida residual.

Las superficies con fisuras clase 3 se suponen totalmente falladas por fatiga y con un índice de servicio muy bajo. En estos dos últimos casos, dadas las discontinuidades y el estado de segmentación de las carpetas, no resulta aplicable el criterio de variación de los módulos con la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga, y los valores por adoptarse serán simplemente los indicados en la Tabla 10.14.

Determinación de los espesores de refuerzo

Conocida la deflexión del pavimento existente (W_o) y el tránsito futuro de diseño, (N) expresado como número acumulado de ejes simples de 80 kN (8.2 t), se entra al ábaco de diseño que corresponda, de acuerdo con el tipo de mezcla y la w-MAAT de la región donde se encuentra el camino. La escala de tránsito que se adopta en el ábaco, depende del criterio de comportamiento deflexión-tránsito que desee adoptar el diseñador: la escala de la

WWW.LITECSA.C

derecha, corresponde al criterio del Instituto del Asfalto, el cual goza de amplia aceptación, y la de la izquierda, es el criterio argentino, que puede resultar excesivamente exigente.

Con Wo y N se halla en el ábaco un punto que indica el espesor necesario de refuerzo (hR) en función de la relación hR/a, siendo "a" el radio del círculo de contacto de la llanta con el pavimento asumido en el método como 10.76 cm. Simultáneamente, en la escala de la izquierda puede leerse la magnitud que alcanzará la deflexión del pavimento luego de colocar el refuerzo, bajo cargas con tiempo de aplicación 0.02 segundos.

Determinado el espesor de refuerzo necesario para satisfacer el criterio de deflexión, se debe verificar el cumplimiento del criterio de la deformación específica de tracción en la parte inferior de las capas asfálticas ($\in_T$). Esta comprobación varía ligeramente según si la capa asfáltica del pavimento bajo análisis, tiene o no vida residual en el momento del refuerzo. La vida residual, que sólo puede presentarse en pavimentos cobijados por la condición 1 de la Tabla 10.14 se determina mediante el análisis de tensiones y deformaciones en la estructura del pavimento existente que se ha modelado debidamente. Con el $\in_T$ resultante de este cálculo, se aplica la ecuación de fatiga apropiada (Tabla 10.13) para el número admisible de repeticiones de carga (Na). Si este número es mayor que el tránsito que ha soportado el pavimento (n) desde su construcción o último refuerzo, se dice que el pavimento tiene vida residual, la cual, expresada en términos de tránsito será $N_R = Na - n$

Si $Na < n$, el pavimento no tendrá vida residual.

El concepto de vida residual se explica gráficamente en la Figura 10.32.

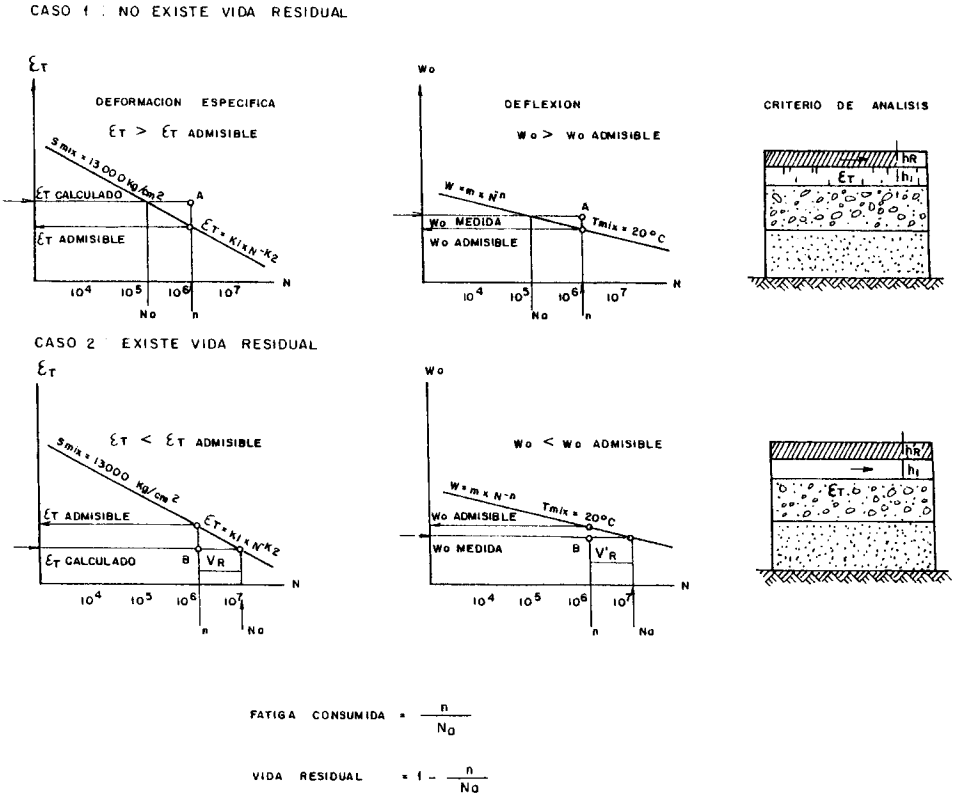
Cálculo del refuerzo para el caso de vida residual

Se hace el modelo de la estructura existente y se calcula el $\in_T$ bajo la capa asfáltica existente de espesor h_1, considerando a dicha capa el mismo código y módulo que se va a asignar al refuerzo, según la w-MAAT.

Con el $\in_T$ se calcula la recta de fatiga que corresponda (Tabla 10.13), el valor Na, obteniéndose por diferencia con el tránsito que ha circulado, el valor $N_R = Na - n$.

A continuación se repite el procedimiento adoptando diversos espesores de refuerzo (hR), tomando para efectos del cálculo de $\in_T$, un espesor de capas asfálticas = hR + h1. con el $\in_T$ obtenido para cada hR asumido, se determina con la ecuación de fatiga adoptada, el tránsito total admisible (Na), al cual deberá restarse el valor (n) que ya ha circulado para determinar el tránsito

COM.EC 2587713



$$\text{FATIGA CONSUMIDA} = \frac{n}{N_o}$$

$$\text{VIDA RESIDUAL} = 1 - \frac{n}{N_o}$$

Figura 10.32 – Concepto de vida residual.

WWW.LITECSA.C

residual (N_R) que podrá soportar el pavimento con el refuerzo hR, para cumplir el criterio de deformación por tracción.

Con los diversos valores hR - NR, se dibuja una gráfica en la cual se determina el espesor hR correspondiente al tránsito de diseño (N).

El espesor definitivo de diseño del refuerzo será el mayor entre el que permite satisfacer el criterio de deflexión y el que cumple el criterio de deformación por tracción en las capas asfálticas.

Cálculo del refuerzo cuando no existe vida residual

El cálculo por deflexiones es similar al del caso anterior. Para el caso del cálculo de deformaciones, al modelizar la estructura con el refuerzo debe tenerse presente el módulo de este último (concreto asfáltico virgen) es diferente al de la capa existente, la cual está fisurada (Tabla 10.14).

Además, la deformación por tracción ($\in_T$) debe calcularse en la parte inferior de la capa de refuerzo ya que la capa del pavimento existente, por su agrietamiento, no tiene vida residual.

Deberán calcularse valores de $\in_T$ para diferentes espesores de refuerzo asumidos y con ellos hallar el tránsito admisible para cada caso, utilizando la ecuación de fatiga adecuada de la Tabla 10.13.

Se hace un gráfico hR *vs* N procediendo luego del mismo modo que en el caso anterior para determinar el espesor definitivo del refuerzo.

10.6 REFUERZOS DE CONCRETO HIDRÁULICO SOBRE PAVIMENTOS RÍGIDOS DE CALLES Y CARRETERAS

Existen tres tipos de refuerzo rígido que permiten aumentar la capacidad estructural del pavimento existente, dependiendo del grado de adherencia entre éste y la capa de refuerzo.

El primer tipo, es el refuerzo independiente, el cual se logra interponiendo entre las dos capas, un material que además de separar, cumpla la función de capa niveladora del pavimento antiguo, el cual suele encontrarse en malas condiciones.

El segundo tipo, es el llamado directo o parcialmente adherido, el cual se obtiene al colocar el concreto del refuerzo sobre el pavimento existente, sin interponer ninguna capa de separación.

COM.EC 2587713

El tercer tipo, es el de los pavimentos totalmente adheridos en los cuales la adhesión entre el refuerzo y la estructura existente debe ser tal, que se garantice que trabajen de manera solidaria.

La solución más utilizada es la del primer tipo, empleándose en menor proporción el segundo y aún menor el tercero.

Cálculo de los espesores de refuerzo

Los criterios adoptados por costumbre para determinar los espesores de refuerzo en este caso, son de tipo empírico los cuales sin embargo, se encuentran suficientemente avalados por el comportamiento de refuerzos diseñados y construidos con base en ellos.

La fórmula más utilizada, es la propuesta por el cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

$$E_R = \left[E^n - C(Eo)^n\right]^{1/n} \qquad (10.14)$$

Donde:

E_R = Espesor del refuerzo.

E = Espesor que requeriría un pavimento nuevo para soportar el tránsito de proyecto del refuerzo.

E_o = Espesor del pavimento existente.

C = Factor de condición del pavimento existente, el cual toma los siguientes valores:

- 1.0 si el pavimento que se va a reforzar está en buenas condiciones.
- 0.75 si el pavimento presenta roturas en algunas juntas y esquinas, pero sin agrietamiento progresivo.
- 0.35 si el pavimento se encuentra demasiado agrietado.
- n = Factor que depende del tipo de refuerzo:

  1.0 si es adherido.

  1.4 si es parcialmente adherido.

  2.0 si no es adherido.

WWW.LITECSA.C

- El cuadro de la Figura 10.33 sintetiza los diversos casos de diseño contemplados por la fórmula, así como su campo de aplicabilidad. Por otra parte, las Figuras 10.34, 10.35 y 10.36, presentan de manera gráfica, los espesores obtenidos con la fórmula del Cuerpo de Ingenieros para los tres tipos de refuerzo considerados.

Criterio de diseño español

Este criterio de caracter empírico, recomienda determinar el espesor E (tiene el mismo significado que en el método anterior) y utilizar como refuerzo dicho espesor reducido en las cantidades (ΔE) que se presentan a continuación, según las características del pavimento existente y del tipo de refuerzo adoptado:

Espesor de pavimento existente CM	Reducción de espesores (ΔE), cm		
	Refuerzo adherente	Parcialmente adherente	No adherente
≥ 20	no contemplado	5	3
< 20	no contemplado	3	2

En este criterio, los espesores E se determinan conforme lo indica la Tabla de diseño de la norma española la cual fué adaptada en la Tabla 10.15 de modo de expresar el tránsito en términos de ejes simples de 8.2 toneladas, por cuanto la carga de diseño española es de 13 toneladas por eje simple.

Distribución y tipo de juntas del refuerzo

Cuando se trate de refuerzos del segundo o tercer tipo con adherencia parcial o total, es necesario distribuir las juntas en forma semejante a la del pavimento a recubrir, ya que de no procederse así, se corre el riesgo de que se reproduzcan en la superficie las juntas del pavimento antiguo.

En cuanto al tipo de juntas, valen los criterios usados en el proyecto de nuevos pavimentos de concreto.

Refuerzo adherido

Este tipo de refuerzo debe colocarse de manera que trabaje íntimamente al pavimento antiguo. Por ello, la solución sólo resultará válida si el pavimento

COM.EC 2587713

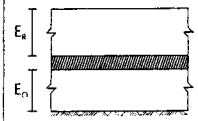
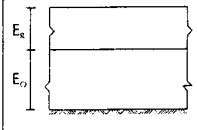
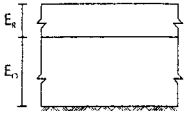
Tipo de refuerzo			Independiente 	Directo o parcialmente adherido 	Adherido o monolítico 
Procedimiento			Limpiar la superficie de residuos y exceso del producto de sellado de las juntas. Colocar capa de separación. Reforzar.	Limpiar la superficie de residuos y exceso del producto de sellado de las juntas. Eliminar exceso de aceite y caucho. Reforzar.	Escarificar todo el concreto suelto. Limpiar con chorro la superficie de unión. Reforzar.
Coincidencia de juntas en refuerzo y pavimento.	Localización		No es necesario	Necesario	Necesario
	Tipo		No es necesario	No es necesario	Necesario
Reflexión de grietas			Normalmente No	Normalmente Si	Si
Cálculo del espesor de refuerzo, E_R E = Espesor necesario nuevo E_0 = Espesor pavimento existente C = Factor de condición			$E_R = \sqrt{E^2 - CE_0^2}$	$E_R = \sqrt[1.4]{E^{1.4} - CE^{1.4}}$	$E_R = E - E_0$ Debe prestarse atención a la transferencia de carga en las juntas
E_R basado en resistencia del			Refuerzo	Refuerzo	Concreto existente
Espesor mínimo			15 cm	12,5 cm	2,5 cm
Aplicabilidad de los diferentes tipos de refuerzo	Condiciones estructurales del pavimento existente.	Sin defectos C = 1.0	Si	Si	Si
		Defectos limitados C = 0.75	Si	Sólo si se pueden reparar los defectos	Solo si se pueden reparar los defectos Preferiblemente NO
		Defectos importantes C = 0.35	Si	No	No
	Grietas, descascaramientos peladuras y fisuras de retracción	Escaso	Si	Si	Si
		Limitado	Si	Si	No
		Frecuente	Si	No	No

Figura 10.33 – Refuerzos de concreto sobre pavimentos rígidos de calles y carreteras.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

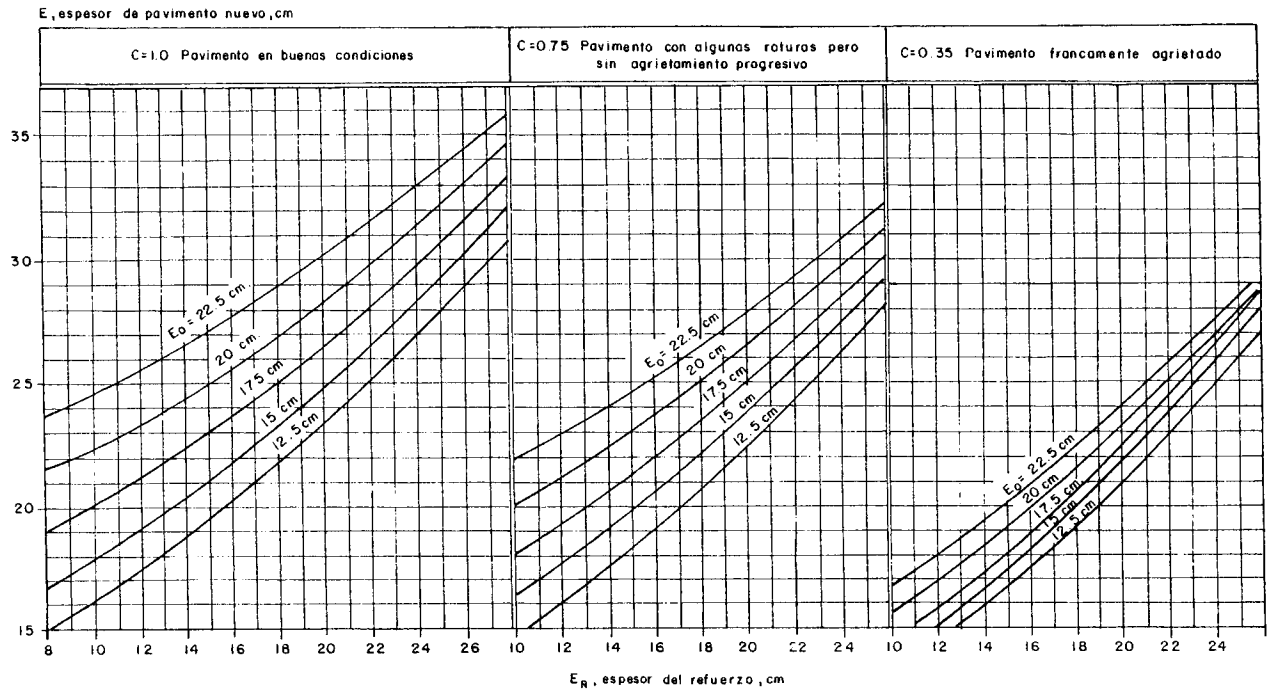


Figura 10.34 – Refuerzo independiente ($E_R = \sqrt{E^2 - CE^2}_0$)

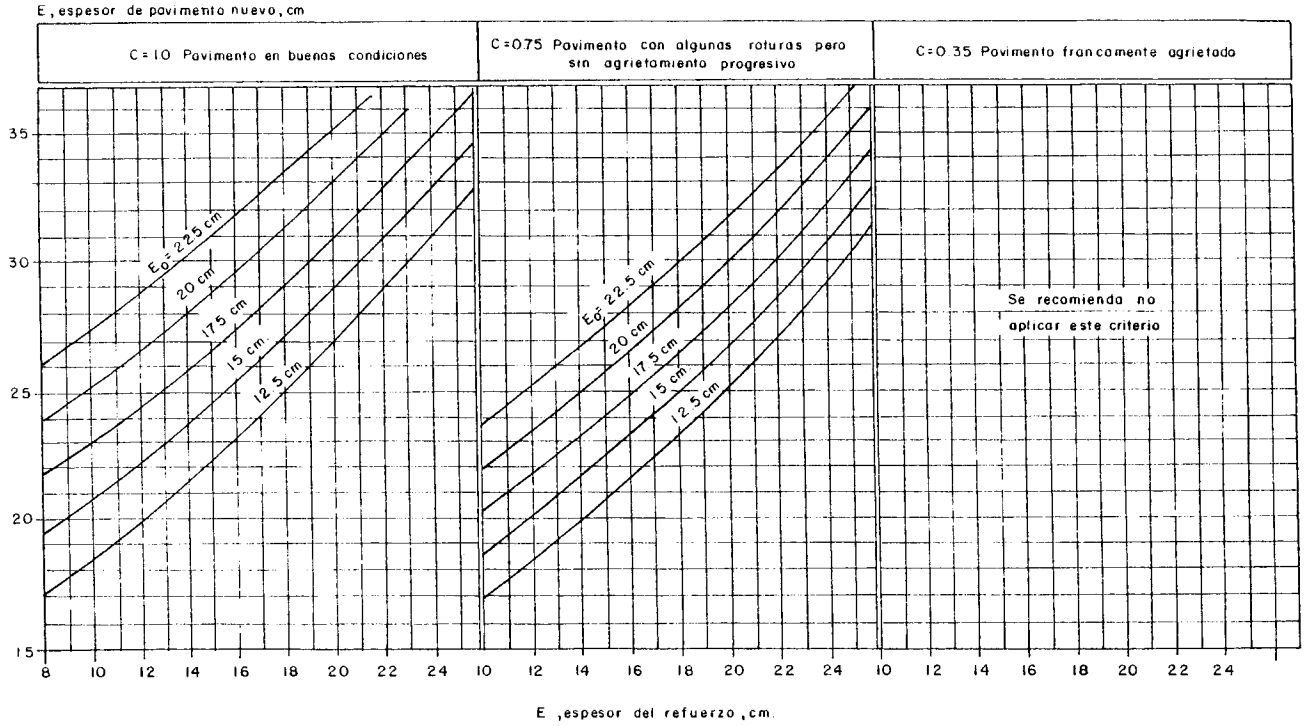


Figura 10.35 – Refuerzo parcialmente adherido ($E_R = \sqrt[1.4]{E^{1.4} - CE_0^{1.4}}$)

WWW.LITECSA.C

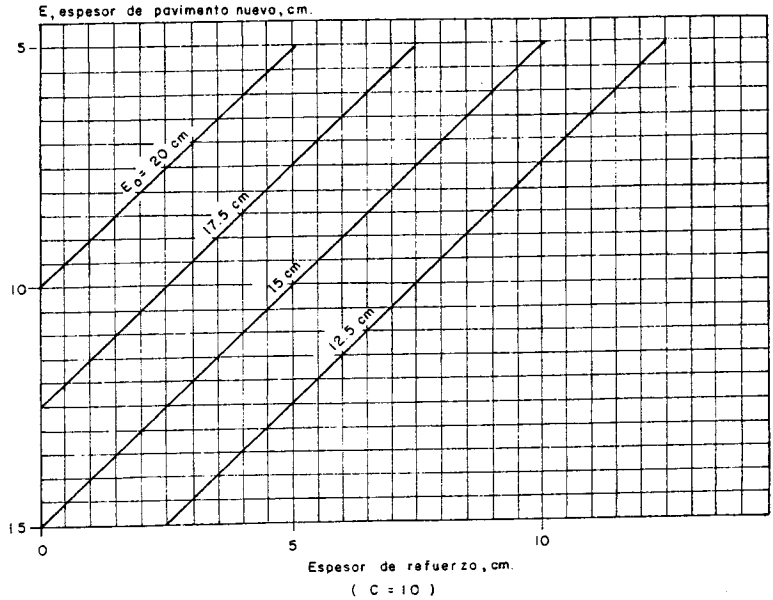


Figura 10.36 – Refuerzo totalmente adherido ($E_R = E - E_0$).

Tabla 10.15
Norma 6.2 IC del catálogo español de diseño

	Número acumulado de ejes de 8.2 T. (80 KN) en el carril de diseño					
	$5 \times 10^6 - 2.5 \times 10^7$		$5 \times 10^5 - 5 \times 10^6$		$<5 \times 10^5$	
	Espesores de diseño (cm)					
CBR = 5 – 10%						
Losas concreto	21	21	20	20	18	18
Sub-base: Grava cemento	–	15	–	–	–	–
Sub-base: Suelo cemento	20	–	15	–	15	–
Sub-base: Granular	–	15	–	15	–	15
CBR > 10%						
Losas concreto	21		20		18	
Sub-base: Grava cemento	15		–		–	
Sub-base: Suelo cemento	–	–	–		–	
Sub-base: Granular	–		–		–	

Nota: Resistencia a la flexión ≥ 45 kg/cm² para $N \geq 5 \times 10^6$
Resistencia a la flexión ≥ 40 Kg/cm² para $N < 5 \times 10^6$

COM.EC 2587713

existente es estructuralmente sano (C = 1.0 en la fórmula del Cuerpo de Ingenieros). Como este tipo de solución exige una adherencia perfecta entre las dos capas, es indispensable adoptar algunas precauciones constructivas:

- Escarificar la superficie del pavimento existente con máquinas especiales, del tipo fresadoras.
- Limpiar la superficie con un chorro de arena.
- Colocar una mezcla adherente compuesta por una parte del cemento, una de arena (sin material mayor al tamiz No. 8) y media de agua, en espesor del orden de los 3 mm.
- Colocar el refuerzo, empleando un concreto de calidad adecuada y de espesor determinado según el diseño.
- Compactar adecuadamente.
- Curado correcto del refuerzo.

Ejemplo de diseño No. 1

Determinar el espesor de refuerzo de un pavimento, rígido muy agrietado sobre el cual se colocará una mezcla asfáltica de nivelación de por lo menos 3 cms. El espesor de las losas existentes es 17.5 cm y el diseño de un nuevo pavimento, para las condiciones futuras de tránsito, exige una estructura nueva de 20 cm.

Solución

Dado el grado de deterioro del pavimento existente, se adopta un valor C = 0:35 y como el refuerzo es independiente se emplea la expresión:

$$E_R = \left[E^2 - CE_0^{\,2}\right]^{1/2}$$

$$E_R = \left[20^2 - 0.35 \times 17.5^2\right]^{1/2} = 17 \text{ cms} \qquad (10.15)$$

Ejemplo de diseño No. 2

El pavimento a reforzar presenta algunos agrietamiento leves y peladuras. El espesor de las losas es de 20 cm y el requerido para un nuevo pavimento sería 25 cm.

Solución

Se adopta un valor C = 0.75 y se aplica el caso de refuerzo directo o parcialmente adherido.

WWW.LITECSA.C

$$E_R = \left[E^{1.4} - CEo^{1.4}\right]^{1/1.4}$$

$$E_R = \left[25^{1.4} - 0.75 \times 20^{1.4}\right]^{1/1.4} = 14 \text{ cms} \qquad (10.16)$$

Referencias Bibliográficas

1. THE ASPHALT INSTITUTE. "Asphalt Overlay for Highway and Street Rehabilitation" Manual Series No. 17., June 1983.

2. KRAEMER, Carlos. "Los pavimentos de hormigón características tipos y aplicaciones". 1982.

3. KRAEMER, Carlos. "Manutención y refuerzo de pavimentos de hormigón", Publicación No. 13, Serie Aportes Técnicos, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Santiago, 1985.

4. LILLI, Félix J. "Curso sobre diseño racional de pavimentos flexibles", Popayán, Agosto de 1991.

5. LILLI, Félix J. "Curso sobre diseño racional de pavimentos flexibles". Popayán Septiembre de 1987.

6. LILLI, Félix J., LOCKHART, J.M. "Diseño racional de refuerzos de pavimentos flexibles", 24 Reunión del Asfalto, Mar del Plata, 1986.

7. LILLI, Félix J., LOCKHART, J.M. "Aproximaciones sencillas para el diseño racional de pavimentos y refuerzos", III Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Cartagena, 1985.

COM.EC 2587713

CAPÍTULO 11

RECICLAJE DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

11.1 INTRODUCCIÓN

Se entiende por reciclaje a la reutilización, generalmente luego de cierto tratamiento, de un material de pavimento que ha cumplido su finalidad inicial, el cual puede emplearse para construir un refuerzo en la misma carretera o alguna capa de una calzada nueva.

Entre los factores fundamentales que han contribuido al desarrollo de estas técnicas merecen destacarse las siguientes:

a) La crisis energética causante de los significativos aumentos en los precios de los productos derivados del petróleo.

b) El progresivo agotamiento de las fuentes de obtención de los agregados pétreos de adecuada calidad y el incremento de sus precios en canteras.

   A estos aspectos debe adicionarse la influencia notable de los costos del transporte cuando los agregados pétreos de calidad se encuentran a considerable distancia de las obras. Factor considerado de significativo peso en los análisis de precios de las obras.

c) Los aspectos ecológicos y la necesidad de conservar el medio ambiente, son factores que les otorgan actualmente la debida atención en los países

COM.EC 2587713

más desarrollados, razones por las cuales es notoria la tendencia hacia la reutilización de los materiales existentes en lugar de proceder a la explotación de yacimientos y canteras, contaminando la zona donde se realizan estas actividades.

d) La crítica disponibilidad de los recursos económicos destinados a proyectos nuevos o su insuficiencia para hacer frente a la contínua y efectiva conservación, rehabilitación y reconstrucción de los sistemas viables existentes, ha obligado a estudiar y aplicar técnicas de mantenimiento menos onerosas pero con un comportamiento similar a las actuaciones convencionales.

11.2 CAMPOS DE APLICACIÓN DEL RECICLAJE

El reciclado de pavimentos puede emplearse en aquellos casos en que las fallas pueden atribuirse a:

a) Elevada rigidez del ligante asfáltico, como consecuencia de su envejecimiento por acción del tiempo.

b) Desprendimiento de los agregados ocasionado por una falla de adherencia con el asfalto o bien por el envejecimiento del mismo.

c) Deformaciones plásticas que producen ahuellamiento, ondulaciones, corrimientos, etc. Esto es atribuible, principalmente, a mezclas con baja estabilidad.

d) Pulimento de los agregados superficiales que disminuye la resistencia al deslizamiento de la capa de rodamiento.

e) Afloramiento de asfalto, como consecuencia de una falla en el diseño de la mezcla, que conduce también a superficies propensas al patinaje de los vehículos.

f) Fisuras y grietas ocasionadas por fatiga de la capa asfáltica (piel de cocodrilo) o bien por contracción producida por efectos térmicos (fisuramiento transversal).

11.3 TIPOS DE RECICLAJE

Existen tres tipos de reciclaje, cuyas denominaciones y características, son las siguientes:

a) **Reciclaje superficial.** Consiste en el retratamiento de la superficie del pavimento en bajos espesores, generalmente no superiores a los 2.5

WWW.LITECSA.C

centímetros, en casos en que los deterioros del pavimento no sean atribuíbles a deficiencias estructurales. Se incluye todo procedimiento en que la superficie es fresada, cepillada o escarificada, triturada y adicionada o no de un agente de reciclaje, con o sin la incorporación de pequeños porcentajes de materiales vírgenes, reacondicionada y recompactada. El proceso puede adelantarse en caliente o en frío y en este último caso el agente de reciclaje, si se requiere, se aplica en forma de emulsión.

b) **Reciclaje en el lugar (in-situ).** Conocido también como reciclaje en frío, consiste en rehabilitar el pavimento asfáltico hasta una profundidad mayor de 2.5 cm, involucrando o no el material de la capa de base. Para ello, el espesor es escarificado y el material trozado resultante es triturado hasta un tamaño adecuado y luego, mezclado con un agente de reciclaje y eventualmente con cierto porcentaje de agregado nuevo, todo como para cumplir con las exigencias de la nueva mezcla. Como su nombre lo indica, el proceso se realiza generalmente en frío y los aditivos más utilizados son emulsiones asfálticas, cementos Portland, cal y mezclas de cal y cenizas volantes. También es posible el reciclaje in-situ con cementos asfálticos de alto grado de penetración.

c) **Reciclaje en planta.** Denominado también reciclaje en caliente, consiste en escarificar el espesor deseado del pavimento existente y transportar el material trozado a una planta en la que es triturado y clasificado por su granulometría. El material también puede obtenerse del pavimento por medio de fresado en frío. Posteriormente, en base al análisis de composición del material viejo, se reconstruye en caliente la nueva mezcla a reciclar, la cual debe responder al diseño adoptado. Para ello, se agregan materiales nuevos que comunmente incluyen un agente de reciclaje y agregado pétreo virgen, así como asfalto nuevo. La nueva mezcla en caliente se lleva al sitio de origen o al que se haya elegido para su colocación, donde se distribuye y compacta mediante métodos y equipos convencionales.

   En todos los casos, la estructura resultante del trabajo de reciclaje, respondiendo al proyecto correspondiente, podrá emplearse como capa de rodadura o base, caso este último en el cual se deberá superponer una nueva capa superficial.

11.4 VENTAJAS DE LAS TÉCNICAS DE RECICLADO

En la Tabla 11.1 se muestra las principales ventajas de las distintas técnicas de reciclado más frecuentemente utilizadas.

COM.EC 2587713

Tabla 11.1
Principales ventajas de las técnicas de reciclado

Técnica de reciclado	Ventajas
Reciclado superficial	- Mejora la resistencia al deslizamiento - Corrige las deficiencias de origen superficial - Mejora el perfil geométrico de la calzada - Permite eliminar la capa de restitución de gálibo en refuerzos del pavimento
Reciclado "IN SITU"	- Mejora la resistencia al deslizamiento - Corrige las deficiencias de origen superficial y estructural - Permite incrementar en forma limitada la resistencia estructural del pavimento - Elimina temporalmente las fisuras reflejas - Permite corregir las características de las mezclas asfálticas superficiales (6 a 7cm) con deformaciones plásticas. - Mejora el perfil geométrico de la calzada
Reciclado en planta	- Refuerza estructuralmente al pavimento de acuerdo con las necesidades del proyecto - Corrige la deficiencias de origen superficial y estructural - Produce mezclas asfálticas de mejor calidad - Permite eliminar o corregir la capas intermedias de deficiente comportamiento - Elimina las fisuras reflejas - Mejora la resistencia al deslizamiento - Corrige el perfil geométrico de la calzada

11.5 RECICLAJE SUPERFICIAL

Este sistema es aplicable a espesores muy delgados de pavimento, puede realizarse en caliente o en frío y constituye una solución en aquellos casos en los que existen problemas de deslizamiento, ya que mediante la eliminación de un espesor superficial débil, se pueden regenerar las características antideslizantes del pavimento. Así mismo, puede resultar aplicable cuando se presenten otros tipos de fallas superficiales, tales como degradación de la carpeta por pérdidas de ligante o agregados pétreos o abultamientos producidos por el empleo de mezclas asfálticas de baja estabilidad. El retiro de esta delgada capa puede ser de carácter provisional hasta que se decida extender una nueva capa asfáltica o bien puede ser una solución a largo plazo, válida en todos los casos en que no existan defectos de tipo estructural.

1. **Fresado en frío**. Consiste en el molido en frío, controlado automáticamente, de la superficie del pavimento para restaurar las rasantes especificadas

WWW.LITECSA.C

y remover ondulaciones y otras imperfecciones, dejando una superficie texturizada, resistente al deslizamiento y al hidroplaneo, que sirve como buena superficie en pavimentos en los que el ruido de rodadura no sea el condicionante básico. Las máquinas que ejecutan esta labor se denominan fresadoras y ejercen su acción mediante una especie de uñas acopladas a un eje de giro horizontal.

2. **Cepillado**. Lo realizan máquinas llamadas cepilladoras o más comúnmente rascadoras, las cuales únicamente pueden trabajar previo calentamiento del pavimento y desarrollan su labor por medio de unas cuchillas o útiles similares y sólo son utilizables para levantamientos de muy poco espesor.

3. **Termo-reperfilado.** Comprende un conjunto de operaciones que son realizadas por una sola máquina de forma secuencial a excepción de la compactación final. Estas operaciones son las siguientes:

   - Calentamiento previo del pavimento antiguo, generalmente mediante rayos infrarrojos.
   - Escarificado o fresado del pavimento hasta la profundidad deseada, que generalmente no excede de 2.5 centímetros.
   - Homogeneización del material escarificado y nivelación del mismo.
   - Precompactación del material mediante una maestra adosada a la parte trasera de la máquina.
   - Compactación definitiva hasta la densidad deseada, por medio de equipos normales de compactación.

   La característica fundamental que distingue este sistema, es que no existe aporte de mezcla bituminosa nueva, lo cual impide que el material reciclado mejore sus características; esto limita su aplicación a la corrección de pequeñas irregularidades superficiales, a la corrección de excesos de deslizabilidad o cuando se quiere incrementar la densidad de la carpeta.

   Consecuentemente, este tratamiento no resulta apropiado para corregir defectos de tipo estructural, por lo que no es aplicable en los casos en que existan elevadas deformaciones superficiales. Tampoco es viable cuando la mezcla asfáltica presente deficiencias de tipo granulométrico o exceso de ligante (caso de deformaciones plásticas), ya que, al no existir aporte de mezcla nueva, tales deficiencias no pueden corregirse.

4. **Termo-regeneración.** Esta técnica presenta una serie de características comunes con la anterior, con la diferencia de que existe un aporte de

COM.EC 2587713

mezcla nueva que se coloca sobre la antigua escarificada (adicionada o no de un agente rejuvenecedor), compactándolas sin mezclarlas. El conjunto de operaciones a realizar es el siguiente:

- Calentamiento del pavimento mediante rayos infrarrojos.
- Escarificado y descompactación del pavimento, en una determinada profundidad.
- Retiro de parte del material escarificado, aunque a veces esta operación no se presenta, aprovechándose la totalidad.
- Adición, en caso necesario, de un agente rejuvenecedor.
- Distribución transversal del material escarificado mediante una hoja niveladora.
- Aporte de mezcla nueva, la cual es conducida mediante una banda transportadora, desde una tolva de recepción situada en la parte delantera de la máquina hasta su extremo final, donde es puesta en obra sobre la capa de material escarificado.
- Precompactación de las dos capas, sin mezcla de las mismas, mediante una maestra vibrante colocada en la parte posterior de la máquina.
- Compactación hasta la densidad deseada de las dos capas anteriores con un tren de compactación convencional.

Aunque es un proceso menos económico, a veces, la mezcla de aporte, puede colocarse en obra independientemente, mediante una terminadora convencional.

11.6 RECICLAJE EN EL LUGAR

Consiste en la pulverización de la carpeta asfáltica existente y su mezcla con el material de base existente, añadiendo un aditivo que desarrolle en la capa reciclada una resistencia suficiente para soportar adecuadamente las cargas del tránsito futuro. La selección del aditivo apropiado depende de factores tales como el uso proyectado, la resistencia requerida y el costo del producto. Los aditivos más empleados para este tipo de reciclaje son el cemento asfáltico, los asfaltos líquidos y emulsionados, el cemento Portland y la cal cuando el material a reciclar tenga un contenido considerable de arcilla. En la mayoría de los procesos de estabilización, se requiere la colocación de una capa de rodadura para proteger la capa reciclada del efecto abrasivo del tránsito y de la acción de los agentes climáticos.

WWW.LITECSA.C

Selección del aditivo

Evaluadas las características de los materiales a reciclar, se elige el aditivo que proporcione el resultado final deseado. A menudo, con más de un aditivo se obtienen las características requeridas para la mezcla y en tales casos la elección se basa en consideraciones de costos y disponibilidad de los estabilizantes. Así mismo, resulta conveniente estudiar la posibilidad de incorporar más de un aditivo. Es el caso, por ejemplo, de una base granular que se encuentre contaminada por el suelo arcilloso de la subrasante. En esta eventualidad, puede resultar conveniente un pre-tratamiento con cal que disminuya la plasticidad y haga más trabajable la mezcla a la cual se añadirá después otro aditivo que incremente la resistencia.

11.7 RECICLAJE EN PLANTA (EN CALIENTE)

Es un proceso por el cual se combinan materiales recuperados de un pavimento asfáltico y eventualmente de la base granular, con asfalto y agregados nuevos y/o agentes de reciclaje, según las necesidades, en una planta central, para producir mezclas para pavimentación en caliente. El producto terminado deberá cumplir todas las especificaciones y requisitos constructivos para el tipo de mezcla producida.

Agentes de reciclaje

Las alteraciones o cambios que sufren los alfaltos, ya sea durante el mezclado o en el transcurso del tiempo, conducen a un aumento de consistencia y por lo tanto a una pérdida del poder ligante y cohesivo del asfalto. Muchos investigadores consideran que un asfalto se encuentra en el límite de servicio, cuando presenta las siguientes características:

- Penetración (258, 5 seg. 100 g) < 20 (1/10 mm).
- Viscocidad absoluta a 258C $>10^8$ Poises.

En el reciclaje de pavimentos, cuando lo que se busque sea reciclar asfaltos envejecidos (debe tenerse presente que el reciclaje se puede aplicar a pavimentos con mezclas de baja estabilidad donde el asfalto no es la causa del problema), lo que se intenta es volver las propiedades del asfalto a su estado original o lo más cerca posible de él. Para lograr este objetivo, se recurre a los "agentes de reciclaje", denominados también rejuvenecedores, ablandadores o modificadores, los cuales deben restaurar las características

COM.EC 2587713

del asfalto original, no solamente en lo que se refiere a la consistencia, sino también a su estructura coloidal intrínseca.

El envejecimiento del asfalto de un pavimento es un proceso físico-químico complejo en el que están involucradas fundamentalmente reacciones de oxidación y evaporación. En última instancia, ese endurecimiento progresivo se pone de manifiesto a través de fenómenos visibles como el fisuramiento, el desprendimiento de agregados, etc.

Los agentes de reciclaje deben cumplir las siguientes funciones:

1. Devolverle al asfalto envejecido su estructura físicoquímica para hacerlo nuevamente durable.
2. Restaurar en el asfalto un nivel de consistencia adecuado para una buena trabajabilidad de la nueva mezcla en sus etapas fundamentales de mezcla, compactación y servicio.
3. Constribuir a satisfacer la cantidad de ligante total requerido por el diseño de la nueva mezcla asfalto-agregado a reciclar.

Para cumplir estas funciones, los agentes de reciclaje, que en general son productos especiales derivados del petróleo, deben cumplir con las siguientes características:

- Alto contenido de hidrocarburos aromáticos.
- Alto punto de inflamación, por razones de seguridad.
- Alta viscosidad.
- Total compatibilidad y facilidad de difusión en el asfalto a reciclar.
- Resistencia al endurecimiento.

11.8 *Diseño de mezclas asfálticas recicladas en frío (método del Instituto del Asfalto)*

El agregado de la mezcla recuperada de la vía se mezcla con agregados naturales, también recuperados o nuevos, para obtener una gradación que cumpla los requisitos indicados en la Tabla 11.2. A continuación, se elige un asfalto apropiado al caso y se hace una estimación de la cantidad de asfalto necesaria para la mezcla, efectuándose en seguida un cálculo que permite determinar la cantidad de asfalto nuevo por añadir. Por último, la obra dirá

WWW.LITECSA.C

los ajustes que sean pertinentes. Todos estos pasos se describen a continuación y se resumen en la Figura 11.1.

Tabla 11.2
Gradaciones sugeridas para el reciclaje en frío

Tamiz		Porcentaje que pasa						
		Gradación abierta			Gradación densa			
m.m.	Pg.	A	B	C	D	E	F	G
28.1	1½	100			100			
25.0	1	95-100	100		80-100			
19.0	3/4		90-100					
12.5	1/2	25-60		100		100	100	100
9.5	3/8		20-55	85-100				
4.5	No. 4	0-10	0-10		25-85	75-100	75-100	75-100
2.36	No. 8	0-5	0-5					
1.18	No. 16			0-5				
0.30	No. 50						15-30	
0.15	No. 100							15-65
0.075	No. 200	0-2	0-2	0-2	3-15	0-12	5-12	12-20

1. **Combinación de agregados.** La mezcla del agregado recuperado de la capa asfáltica, el recuperado de la base granular (si lo hay) y el agregado nuevo que se haya añadido, debe cumplir alguna de las normas granulométricas de la Tabla 11.2. Para que el reciclaje con asfalto sea posible, los agregados tomados del pavimento a reciclar deberán cumplir, además, al menos uno de los siguientes requisitos:

   a) IP x % que pasa tamiz de 75 μm < 72

   b) Equivalente de arena > 30

2. **Selección del asfalto nuevo.** La selección del tipo y grado de asfalto más apropiado es muy importante en el resultado final del reciclado. Es necesario tener en cuenta experiencias previas con los diversos asfaltos disponibles, las condiciones ambientales de la zona y los equipos de construcción disponibles. Como regla general se recomienda emplear el asfalto más pesado que pueda trabajarse con facilidad. Las emulsiones

COM.EC 2587713

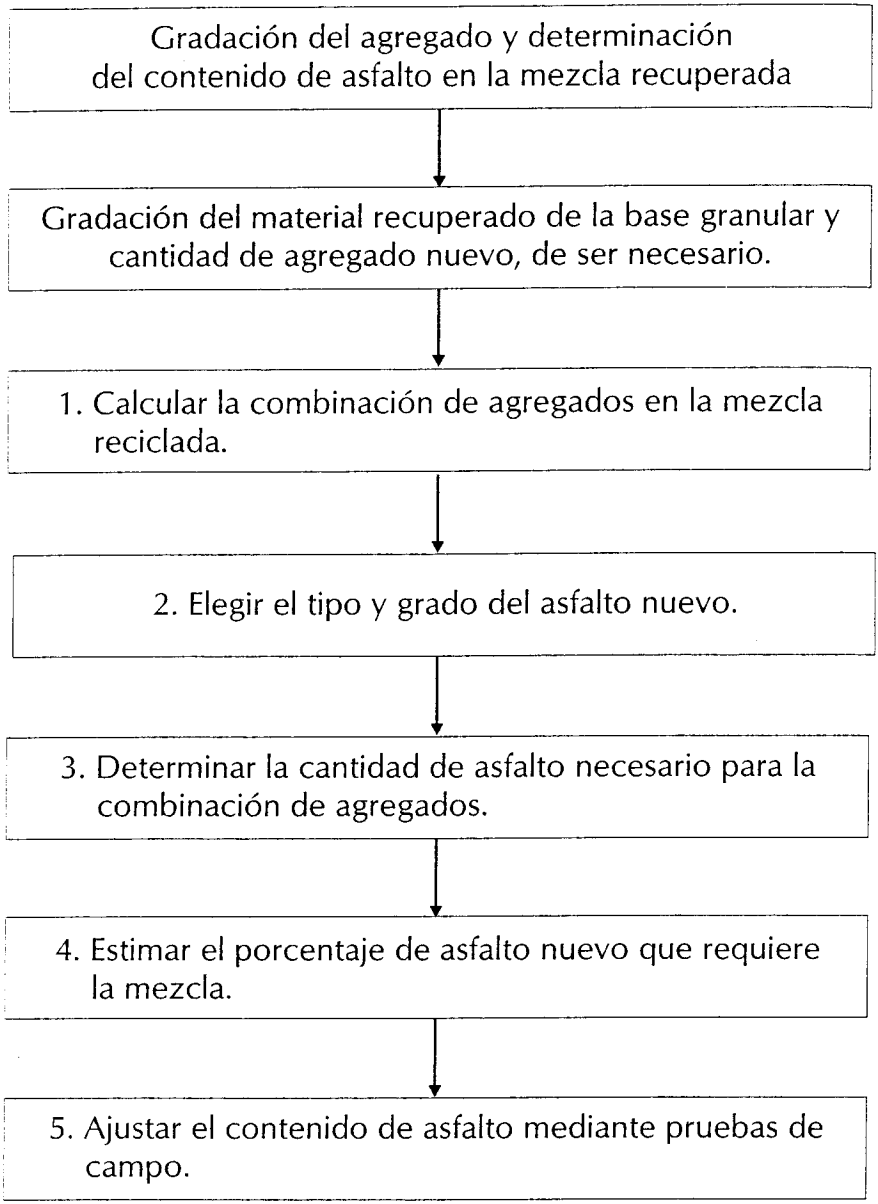


Figura 10.1 – Diagrama de flujo para el diseño de mezclas asfálticas recicladas en frío

WWW.LITECSA.C

asfálticas son los aditivos asfálticos de mayor aplicación. La Tabla 11.3 resume las recomendaciones sobre las emulsiones a emplear en el reciclaje de pavimentos.

Tabla 11.3
Emulsiones asfálticas recomendadas para el reciclaje de pavimentos

Tipo de mezcla	Gradaciones sugeridas (Tabla 11.2)	Aniónicas			Catiónicas		
		ARM	ARL-I	ARL-Ih	CRM	CRL-I	CRL-Ih
En planta:							
- Abierta	A, B, C	X			X		
- Densa	D		X	X		X	X
- Arena - emulsión	e, f		x	x		x	x
En vía							
- Abierta	A, B, C	X			X		
- Densa	D		X	X		X	X
- Arena - emulsión	E, F		X	X		X	X
- Suelo - emulsión	G		X	X		X	X

3. Determinación de la cantidad necesaria de asfalto para la combinación de agregados.

Se puede emplear la fórmula:

$$Pc = \frac{0.035a + 0.045b + Kc + F}{R}$$

Donde:

Pc = Porcentaje de asfalto en peso de la mezcla total.

a = Porcentaje de material mayor a 2.36 mm (Tamiz No. 8)

b = Porcentaje de partículas entre 2.36 mm y 75 µm (No. 8 a No. 200).

c = Porcentaje de partículas menores a 75 µm (No. 200).

k = 0.15 si el porcentaje inferior a 75 µm está entre 11 y 15; 0.18 si está entre 6 y 10; 0.20 si es menor o igual a 5.

COM.EC 2587713

F = Varía entre 0 y 2% de acuerdo con la absorción del agregado. La fórmula se basa en un agregado pétreo con peso específico de 2.6 a 2.7. Si no se dispone de información, puede adoptarse un valor entre 0.7 y 1.0.

R = Concentración del producto asfáltico (1.0 para cemento asfáltico y suele variar entre 0.60 a 0.65 en emulsiones asfálticas).

4. **Porcentaje de asfalto nuevo por añadir.** Es la diferencia entre la demanda total de asfalto y la cantidad existente en el pavimento recuperado:

$$Pr = Pc - \frac{Pa \times \frac{Pp}{100}}{R}$$

Siendo:

Pr = Porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla reciclada.

Pc = Porcentaje de asfalto por peso de la mezcla total (paso 3).

Pa = Porcentaje de asfalto en la mezcla recuperada del pavimento.

Pp = Porcentaje en que interviene el pavimento asfáltico recuperado. dentro de la mezcla reciclada.

Si se quiere expresar la cantidad necesaria del asfalto nuevo como porcentaje en relación con el peso de los agregados, se emplea la expresión:

$$Pd = \frac{100Pr}{100 - Pr}$$

5. **Pruebas de campo para ajustar la dosificación.** Es el paso final que debe adelantar el ingeniero de la obra, quien determinará a través de una prueba a escala natural, los ajustes a que haya lugar para producir una mezcla resistente al agrietamiento y las deformaciones.

Ejemplo

Carretera rural cuyo pavimento consiste en un tratamiento superficial de 25 mm de espesor, sobre una base granular sin triturar de 175 mm. Se desea reciclar un espesor de 125 mm.

Ensayos de extracción indican que el tratamiento tiene un contenido de asfalto de 10%.

WWW.LITECSA.C

Las gradaciones de los materiales de las dos capas del pavimento son, en promedio, las siguientes:

Tamiz		% pasa	
mm	pulg	Tratamiento superficial	Base granular
19	¾		100
12.5	½	100	90
9.5	3/8	60	70
4.75	No. 4	10	45
2.36	No. 8	2	25
0.30	No. 50		9
0.075	No. 200		6

Se supone que la densidad de la capa superior es 2080 kg/m^3 y de la base 1760 kg/m^3.

Solución

Ante todo debe calcularse la relación en peso de los agregados a reutilizar en la capa reciclada de 125 mm. El procedimiento es el siguiente:

a) Determinar el peso del agregado del tratamiento por unidad de área:

(2080 - 0.10 x 2080) x 0.025 = 46.8 kg/m^2

b) Hacer el mismo cálculo para el espesor de base a reciclar

(125 - 25 = 100 mm):

1760 x 0.100 = 176.0 kg/m^2

c) La cantidad total de agregado será 46,8 + 176.0 = 222.8 kg/m^2, de los cuales competen al tratamiento (Pp)

$$\frac{46.8}{222.8} \times 100 = 21\% \text{ y a la base } \frac{176.0}{222.8} \times 100 = 79\%$$

COM.EC 2587713

Efectuada esta determinación, pueden acometerse los pasos de diseño indicados en la Figura 11.1.

Paso 1 - Combinación de agregados

Partiendo de las relaciones en peso recién determinadas, se analiza si es posible obtener, mediante éllas, una gradación que satisfaga las exigencias de la Tabla 11.2.

Tamiz (mm)	(1) Tratamiento superficial	(2) Base granular	(3) Mezcla (1)+(2)
19	100 x 0.21= 21.0	100 x 0.79 = 79.0	100
12.5	100 x 0.21= 21.0	90 x 0.79 = 71.1	92.1
9.5	60 x 0.21= 12.6	70 x 0.79 = 55.3	67.9
4.75	10 x 0.21= 2.1	45 x 0.79 = 35.6	37.7
2.36	2 x 0.21= 0.4	25 x 0.79 = 19.8	20.2
0.300	0 x 0.21= 0.0	9 x 0.79 = 7.1	7.1
0.075	0 x 0.21= 0.0	6 x 0.79 = 4.7	4.7

Mezcla que cumple los requisitos de la gradación D de la Tabla 10.2 (Mezcla densa)

Paso 2 - Selección del asfalto nuevo

Considerando los tipos de asfalto y emulsión que se producen en Colombia, el hecho que la mezcla es de tipo denso y que se dispone de una máquina estabilizadora en el lugar, se recomienda el empleo de una emulsión CRL-1, concentrada al 60%.

Paso 3 - Determinación de la cantidad total de asfalto

$$Pc = \frac{0.035(100 - 20.2) + 0.045(20.2 - 4.7) + 0.20 \times 4.7 + 0.7}{0.6} = 8.55\%$$

WWW.LITECSA.C

Paso 4 - Porcentaje de asfalto nuevo por añadir

$$Pr = 8.55 - \frac{10 \times \frac{21}{100}}{0.6} = 5.1\% \text{ (respecto del peso de la mezcla)}$$

$$Pd = \frac{100 \times 5.1}{100 - 5.1} = 5.4\% \text{ (respecto del peso de los agregados)}$$

Deberán efectuarse pruebas de envuelta, trabajabilidad y facilidad de compactación con diferentes cantidades de agua de aporte, para definir la cantidad de fluídos óptimos de compactación.

Paso 5 - Pruebas de campo

A partir de los porcentajes de emulsión y agua determinados en el paso anterior, se comenzarán los trabajos en el campo y se harán los ajustes que se requieran de acuerdo con los primeros resultados.

Diseño de espesores

El Instituto del Asfalto brinda un procedimiento para el diseño de pavimentos con capas recicladas en frío, el cual se basa en el empleo de emulsiones asfálticas y aplica los mismos principios de diseño empleados en el método de diseño de pavimentos convencionales descrito en el capítulo 4.

- Tránsito, calculado como número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 ton (80 kN = 18 kips) en el carril de diseño durante el período de diseño.
- Soporte de la subrasante, en función del módulo resiliente.
- Tipo de mezcla. En el caso del reciclaje, el método contempla dos posibilidades:
  - Tipo A: Con agregados procesados o semi-procesados, mezclados con la emulsión, en plantas centrales o camineras (gradaciones tipos A, B; C y D de la Tabla 11.2)
  - Tipo B: Con arenas o suelos arenosos, mezcladas en planta central o caminera, mezcladoras rotativas o motoniveladoras (gradaciones tipos E, F y G de la Tabla 11.2).

COM.EC 2587713

Si los agregados cumplen alguna granulometría entre la A y la D, pero no puede cumplirse el procedimiento constructivo recomendado, se supondrá que la mezcla es de tipo B.

Partiendo de todos estos datos, el Instituto del Asfalto presenta dos gráficas de diseño (Figuras 11.2 y 11.3), las cuales indican el espesor total requerido de base reciclada y capa de rodadura. La Tabla 10.4, por su parte, muestra los espesores mínimos que debe tener la capa de rodadura en concreto asfáltico o base estabilizada con emulsión del tipo 1, más un tratamiento superficial simple o doble. Para tránsitos inferiores a 10^4 ejes equivalentes de 80 kN, el tratamiento se puede colocar directamente sobre la base reciclada.

Las mezclas densas en frío presentan baja resistencia a los desprendimientos hasta que curan completamente y por ello es recomendable su protección. El curado y la adhesión de estas mezclas depende de la evaporación del agua o solvente que tengan y por lo tanto, a pesar de que se recomienda cubrirlas para su protección, la capa de cobertura no deberá colocarse hasta que el agua (y el solvente si es el caso), haya sido removida de la capa de base reciclada.

Tabla 11.4
Espesores mínimos de capa de rodadura sobre una base reciclada en frío

Número de ejes equivalentes de 80 KN	Espesor mínimo (mm)
$<10^4$	Tratamiento superficial
10^4	50
10^5	50
10^6	75
10^7	100
$>10^7$	130

Ejemplo de diseño. Asumir las siguientes condiciones:

- Módulo resiliente de la subrasante = 30 MPa (CBR = 3%).
- Tránsito de diseño = 10^5 ejes equivalentes de 80 kN.
- La gradación de la mezcla y el equipo de construcción a emplear hacen utilizable la gráfica de diseño para mezcla Tipo A.

WWW.LITECSA.C

Para estos datos, la Figura 11.2 indica que el espesor combinado de base reciclada y capa de rodadura, debe ser 190 mm. Como la Tabla No. 11.4 dice que el espesor mínimo de la capa superior en concreto asfáltico debe ser 50 mm, se concluye que el espesor a reciclar debe ser 190 - 50 = 140 mm.

Si las capas granulares del pavimento existente tienen un espesor tal que quede un remanente bajo la capa reciclada, deben evaluarse las propiedades de este material a fin de aprovechar su presencia en el diseño definitivo del pavimento, aplicando los factores de conversión de la Tabla 11.5. Este material deberá recompactarse e imprimirse antes de colocar la capa reciclada, si ello resulta posible.

Ejemplo de diseño

Para el caso del ejemplo anterior, supóngase que el espesor total de la base granular es 180 mm y que la capa está constituída por material de características aceptables que permiten adoptar un factor de conversión de 0.2.

Tabla 11.5
Factores de conversión para evaluación de pavimentos con fines de diseño de pavimentos reciclados en frío

Clasificación del material	Descripción del material	Factores de conversión
A	Subrasante natural	0.0
B	Subrasante mejorada-predominantemente granular con IP ≤10	0.0
C	Bases o subbases granulares razonablemente bien gradadas con agregados duros y CBR no menor de 20. Usar la parte más alta del rango si IP ≤ 6 y la inferior si IP > 6	0.1-0.2

Como el diseño dice que el espesor de pavimento por reciclar es 140 mm y si se supone que la capa de rodadura del pavimento existente es de 40 mm, se concluye que el espesor de base a reciclar es 140 - 40 = 100 mm. En consecuencia, el espesor remanente de la base sería = 180 - 100 = 80 mm, cuyo espesor efectivo sería 80 x 0.2 = 16 mm, lo que permitiría reducir el espesor de base por reciclar a 100 - 16 = 84 mm.

COM.EC 2587713

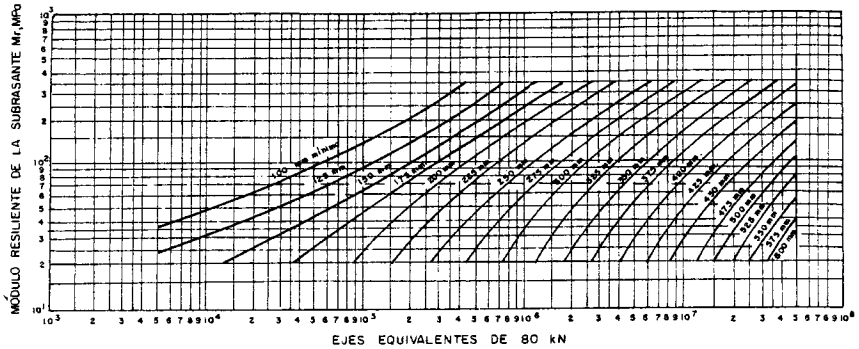


Figura 11.2 – Gráfica para el diseño de pavimentos asfálticos reciclados en frio (Mezcla tipo A).

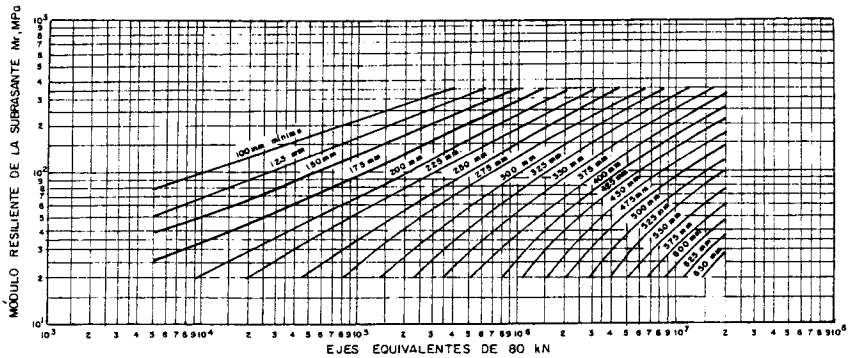


Figura 11.3 – Gráfica de iseño para pavimentos asfálticos reciclados en frío (mezcla tipo B).

WWW.LITECSA.C

Por lo tanto, el espesor total a reciclar sería 40 mm (de la capa de rodadura) + 84 mm (de la base granular) = 124 mm.

11.9 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS RECICLADAS EN CALIENTE (MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO)

El diseño de la mezcla se puede realizar tanto con el método Marshall como el Hveem, de la siguiente manera:

Combinar el agregado proveniente del pavimento asfáltico recuperado con materiales granulares recuperados y/o agregado pétreo nuevo, necesario para obtener una granulometría combinada que cumpla con los requisitos de las especificaciones. Una vez que se determinan las proporciones relativas de los mismos, se calcula la demanda total del asfalto. Se selecciona la clase de asfalto nuevo (más el agente para reciclaje, si es necesario) para restaurar el asfalto envejecido y obtener un ligante final que reúna las necesidades funcionales de las especificaciones del asfalto, satisfaciendo la demanda de la mezcla. Siguiendo estas determinaciones, se realiza el diseño de la mezcla por los procedimientos Marshall o Hveem y se determina la cantidad exacta de ligante total.

Con la información obtenida de la evaluación de los materiales, se establecen fórmulas para el diseño de la mezcla reciclada en caliente. La viscosidad del asfalto a 60°C es el parámetro de ensayo usado en este procedimiento para identificar el asfalto en el pavimento recuperado y en la mezcla reciclada.

La Figura 11.4 muestra el diagrama de secuencias con los pasos a seguir en el procedimiento de diseño, los cuales se describen brevemente a continuación:

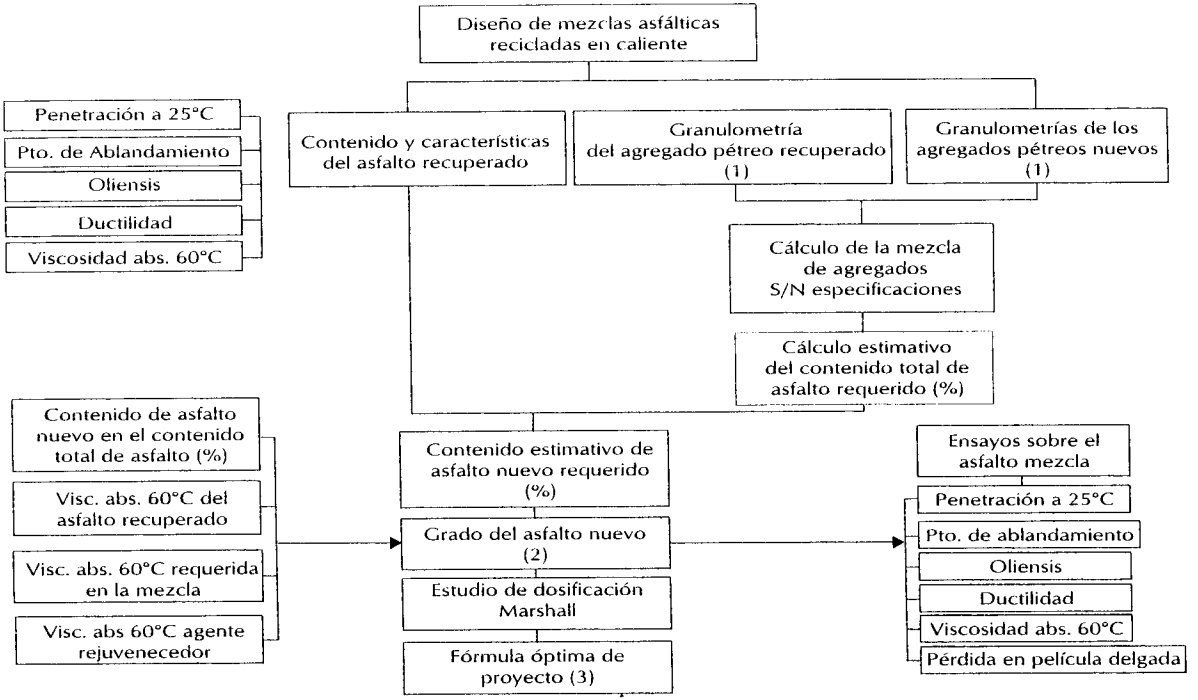
1. **Agregados combinados en la mezcla reciclada.** Usando la granulometría del agregado obtenido del pavimento asfáltico, del material granular recuperado, si lo hay y el agregado nuevo, se calcula una granulometría combinada que reuna los requerimientos deseados, que son los mismos exigidos para mezclas convencionales de concreto asfáltico.

2. **Demanda de asfalto para la combinación de agregados.** Puede determinarse por el ensayo CKE (equivalentes centrífugo de Kerosene) o estimarse con la fórmula empírica.

   $$Pc = 0.035\ a + 0.045\ b + Kc + F.$$

Donde:

COM.EC 2587713



(1) Se efectuarán además Análisis Petrográfico y Desgaste Los Ángeles.
(2) Se recomienda determinar sobre la mezcla de los dos asfaltos: Penetración, punto de ablandamiento y viscosidad absoluta a 60°C antes y después del ensayo de pérdida en película delgada.
(3) Se recomienda determinar sobre el asfalto extraído y recuperado: penetración, P.A., viscosidad absoluta a 60°C y granulometría del aggregado.

Figura 11.4 – Diagrama de flujo para el diseño de mezclas asfálticas recicladas en caliente.

WWW.LITECSA.C

Pc = Porcentaje de asfalto por peso de la mezcla total.

a = Porcentaje de agregado, mayor a 2.36 mm (No. 8).

b = Porcentaje de material entre 2.36 mm y 75 µm (No. 8 y No. 200).

c = Porcentaje de partículas menores a 75 µm (No. 200).

K = 0.15 si el porcentaje inferior a 75 µm está entre 11 y 15; 0.18 su porcentaje está entre 6 y 10; 0.20 si es menor o igual a 5.

F = Varía entre 0 y 2.0% de acuerdo a la absorción del agregado. La fórmula se basa en un peso específico promedio de 2.60 a 2.70. Si no se dispone información, se puede tomar un valor de 0.7 a 1.0, rango dentro del cual se encuentran la mayoría de los casos.

3. **Porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla.** La cantidad de asfalto nuevo por adicionar en las mezclas recicladas es igual a la demanda total, menos el porcentaje de asfalto del pavimento asfáltico recuperado.

$$Pr = Pc - Pa \times \frac{Pp}{100}$$

Donde:

Pr = Porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla reciclada.

Pc = Porcentaje de asfalto por peso de la mezcla total.

Pa = Porcentaje de asfalto en la mezcla recuperada del pavimento.

Pp = Porcentaje en que interviene el pavimento asfáltico recuperado dentro de la mezcla reciclada.

Si se quiere expresar el porcentaje de asfalto como porcentaje con respecto al peso de los agregados:

$$Pa = \frac{100 \times Pr}{100 - Pr}$$

4. **Selección del grado del asfalto nuevo**.- Empleando la Figura 11.5, se elige la viscosidad a la que se quiere llegar con la combinación de asfaltos. Comúnmente, se escoge una viscosidad intermedia similar a la de un asfalto AC-20, con una viscosidad de 2000 Poises. La Figura 11.6 muestra

COM.EC 2587713

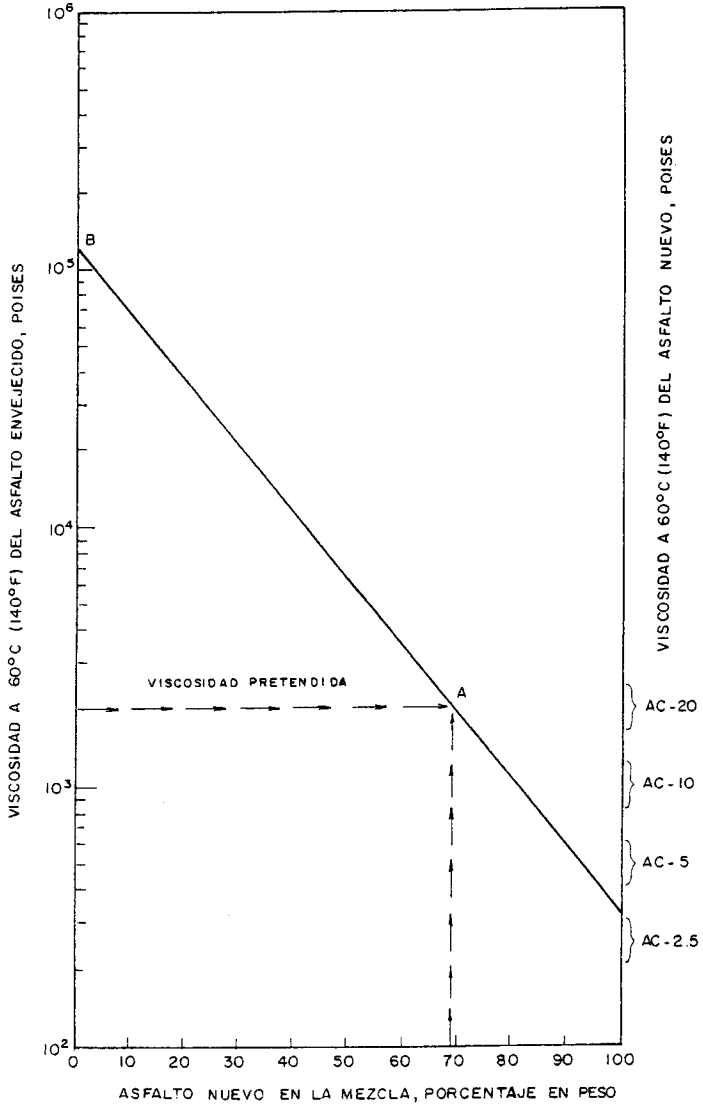


Figura 11.5 – Diagrama para la combinación de cemento asfáltico recuperado y cemento asfáltico nuevo: Ejemplo No. 1.

WWW.LITECSA.C

la equivalencia entre grados de viscosidad y de penetración de cementos asfálticos.

La cantidad de cemento asfáltico nuevo se expresa como porcentaje del contenido total de ligante, dividiendo el porcentaje de asfalto nuevo por la demanda calculada en la mezcla y multiplicando por 100. (Pr/Pc 3 100).

El punto de intersección entre la línea vertical que representa el porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla y la línea horizontal que representa la viscosidad pretendida, se denomina, punto A. Luego, se grafica en el eje vertical izquierdo, la viscosidad del asfalto envejecido recuperado del pavimento, obteniendo el punto B. Se unen los puntos A y B con una recta, haciéndola llegar al eje vertical de la derecha. Si esta intersección determina un asfalto de grado inferior al rango del AC-2.5, se debe añadir un agente de reciclaje o se debe reducir la cantidad de pavimento recuperado que interviene en la mezcla.

5. **Tanteos de diseño de la mezcla y selección de la fórmula de trabajo.** Se hacen tanteos usando el método Marshall o el Hveem. El contenido de asfalto se puede ajustar cambiando la cantidad de asfalto nuevo, hasta llegar a una mezcla que cumpla con el criterio del procedimiento de diseño utilizado.

Ejemplo No. 1

El pavimento asfáltico recuperado tiene un contenido de asfalto de 5.4%, con una viscosidad a 60°C, de 120.000 poises. Las granulometrías del material extraído de la capa de rodadura y de la base granular, así como la del agregado nuevo disponible, son las siguientes:

Tamiz		Porcentaje que pasa		
mm	pulg	Capa de rodadura	Base granular	Agregado nuevo
25	1	100	100	100
19	3/4	98	92	100
9.5	3/8	85	45	100
4.75	No. 4	65	19	94
2.36	No. 8	52	5	85
0.30	No. 50	22	1	26
0.075	No. 200	8	0	6

COM.EC 2587713

Solución

Paso 1 - Combinación de agregados para la mezcla reciclada

Si se supone que la planta disponible para el reciclaje es continua y que el material extraído del pavimento tiene una humedad del 5%, resulta recomendable elegir un 30% de material del pavimento recuperado, para efectos de elaborar la mezcla reciclada.

Si la gradación de la especificación es la indicada en la Tabla 10.6, se efectúa un tanteo de mezcla de agregados que permita su cumplimiento. Como lo muestra la misma tabla, resulta apropiada una combinación de 30% de pavimento recuperado, 60% de agregados recuperados de la capa de base granular y 10% de agregado nuevo.

Paso 2 - Demanda de asfalto para la combinación de agregados

Se aplica la fórmula empírica.

$$Pc = 0.035 \times a + 0.045 \times b + Kc + F.$$

$$Pc = 0.035\,(100 - 27.1) + 0.045\,(27.1 - 3.0) + 0.20 \times 3 + 1.0.$$

$$Pc = 5.23\%.$$

Paso 3 - Porcentaje de asfalto nuevo en la mezcla

$$Pr = Pc - Pa \times \frac{Pp}{100}$$

$$Pr = 5.23 - 5.4 \times \frac{30}{100} = 3.61\% \text{ con respecto al peso de la mezcla}$$

ó también:

$$Pd = \frac{100Pr}{100 - Pr} = \frac{100 \times 3.61}{100 - 3.61} = 3.75\% \text{ con respecto al peso de los agregados}$$

Paso 4 - Selección del grado del asfalto nuevo

Se ubica en la Figura 11.5 el punto A, para una viscosidad pretendida de 2000 poises y el contenido de asfalto nuevo, expresado como porcentaje del

WWW.LITECSA.C

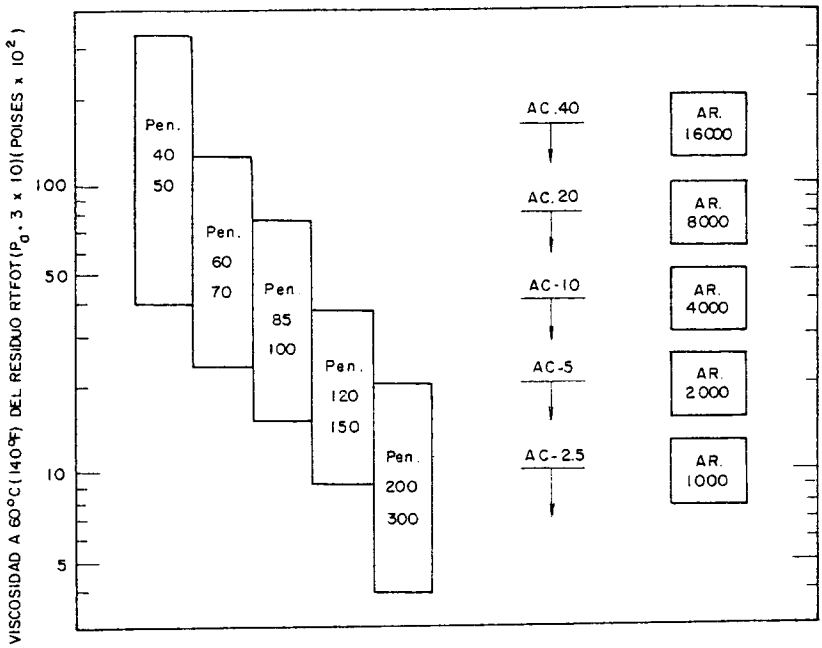


Figura 11.6 – Comparación de grados de penetración y grados de viscosidad de cementos asfálticos (basados en el residuo RTFOT, para los grados AR y los grados de penetración; y en el residuo TFOT, para los grados AC).

contenido total de ligante (3.61/5.23) x 100 = 69%. El punto B se obtiene en la escala vertical de la izquierda para la viscosidad del asfalto recuperado del pavimento (120.000 poises). Al unir los puntos y prolongar la línea hasta la escala vertical de la derecha, se halla que el asfalto a utilizar debe ser del tipo AC-2.5.

Paso 5 - Tanteo de diseño de la mezcla

Combinando los agregados como se indicó en el paso 1 se preparan probetas, con ensayos programados para incrementos de 0.5% de asfalto nuevo, por encima y por debajo de la cantidad estimada en el paso 3 (3.61%), siguiendo en todo el procedimiento normal de diseño Marshall o Hveem.

COM.EC 2587713

Tabla 11.6
Combinación de agregados para la mezcla reciclada

	30% agregado de la capa de rodadura +	60% agregado de la base granular +	10% agregado nuevo =	Agregados combinados
Tamiz	**% pasa**	**% pasa**	**% pasa**	**% pasa**
25.0 mm. (1 plg.)	[100 x 0.3 = 30.0] +	[100 x 0.6 = 60.0] +	[100 x 0.1 = 10.0] =	100.0
19.0 mm. (3/4 plg.)	[98 x 0.3 = 29.4] +	[92 x 0.6 = 55.2] +	[100 x 0.1 = 10.0] =	94.6
9.5 mm. (3/8 plg.)	[85 x 0.3 = 25.5] +	[45 x 0.6 = 27.0] +	[100 x 0.1 = 10.0] =	62.5
4.75 mm. (No. 4)	[65 x 0.3 = 19.5] +	[19 x 0.6 = 11.4] +	[94 x 0.1 = 9.4] =	40.3
2.36 mm. (No. 8)	[52 x 0.3 = 15.6] +	[5 x 0.6 = 3.0] +	[85 x 0.1 = 8.5] =	27.1
300 µ m (No. 50)	[22 x 0.3 = 6.6] +	[1 x 0.6 = 0.6] +	[26 x 0.1 = 2.6] =	9.8
75 µ m (No. 200)	[8 x 0.3 = 2.4] +	[0 x 0.6 = 0] +	[6 x 0.1 = 0.6] =	3.0

Especificación de obra ASTM D 3515

Tamiz	Límites % pasa	Agregados combinados % pasa
25.0 mm. (1 plg.)	100	100.0
19.0 mm. (3/4 plg.)	90 - 100	94.6
9.5 mm. (3/8 plg.)	56 - 80	62.5
4.75 mm. (No. 4)	35 - 65	40.3
2.36 mm. (No. 8)	23 - 49	27.1
300 µm (No. 50)	5 -19	9.8
75 µm (No. 200)	2 -8	3.0

WWW.LITECSA.C

Paso 6 - Selección de la fórmula de trabajo

El contenido óptimo de asfalto nuevo en la mezcla, se determina por el criterio indicado en los métodos Marshall o Hveem.

Diseño de espesores

El procedimiento de diseño de estructuras de pavimento que empleen capas recicladas en caliente, es esencialmente el mismo que recomienda el Instituto del Asfalto para estructuras nuevas, ya descrito en el capítulo 4.

Teniendo en cuenta los incrementos en magnitud y frecuencia del tránsito pesado se hace necesario un pavimento de mayor resistencia que el original, el Instituto del Asfalto recomienda diseñar una estructura de espesor pleno utilizando materiales de la base granular en la mezcla reciclada.

En la Figura 11.7 se presenta un diagrama de flujo de los estudios que se deben adelantar para evaluar el pavimento existente con proyecto de refuerzo con mezclas asfálticas recicladas en caliente.

Referencias bibliográficas

1. ELVIRA M., José L. "Introducción al reciclado de pavimentos" Jornadas sobre maquinaria de reciclado de pavimentos, Madrid, 1982.

2. DORFMAN, Boris. "Estudio y proyecto de obras de reciclado en caliente técnicas de reciclado" Octavo simposio de la comisión permanente del asfalto, Buenos Aires, Diciembre 1987.

3. CATERPILLAR, "Manual de recuperación de caminos", 1991.

4. BUSTOS, Eduardo. "Curso reciclaje de pavimentos flexibles, Instituto de Posgrado en vías e ingeniería civil, Popayán, Septiembre de 1995.

5. INSTITUTO DEL ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEÁMERICA, "Tecnología del asfalto y prácticas de construcción", Traducido por la comisión permanente del asfalto de la república de Argentina, 1985.

6. THE ASPHALT INSTITUTE, "Asphalt Cold - mix Recycling", MS-21, March 1983.

7. THE ASPHALT INSTITUTE, "Asphalt Hot - mix Recycling", MS 20.

COM.EC 2587713

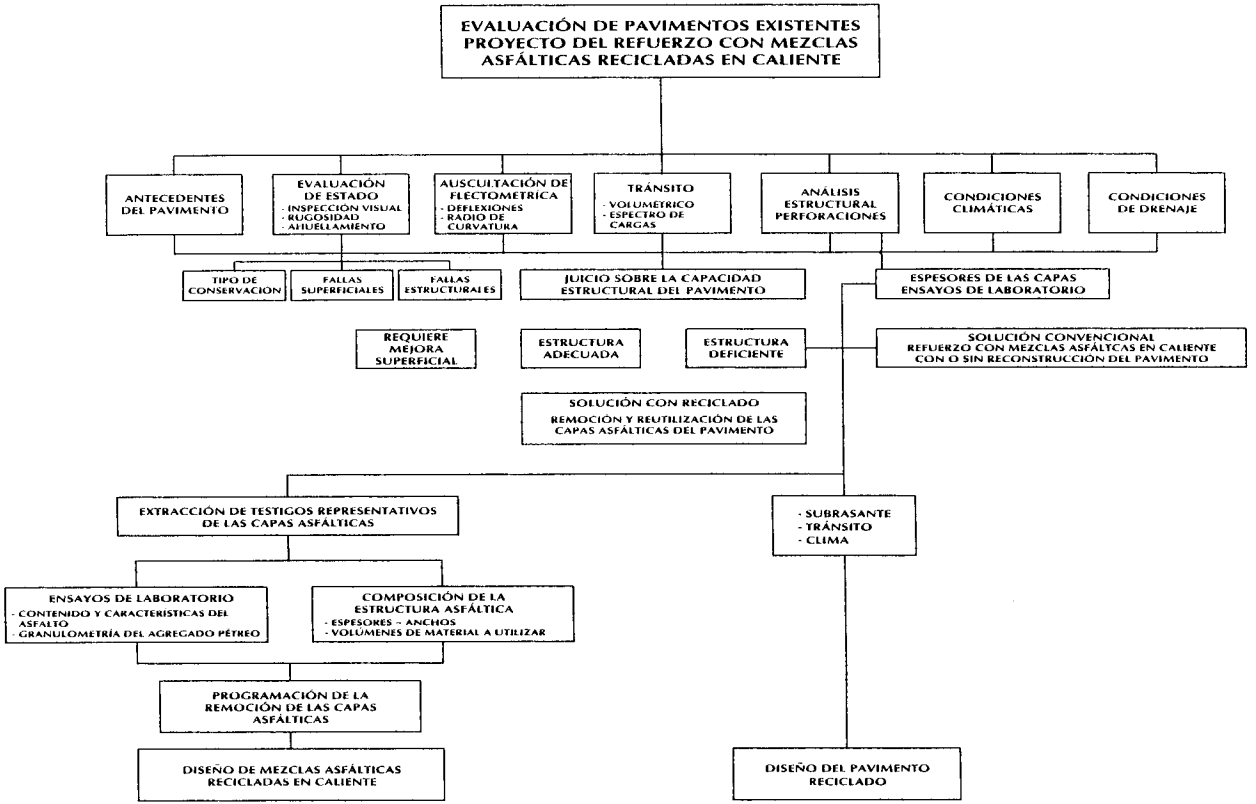


Figura 10.7 – Evaluación del pavimento existente y proyecto del refuerzo con mezclas asfálticas recicladas en caliente.

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 12
ASFALTOS MODIFICADOS[1]

12.1 INTRODUCCIÓN

Hasta ahora el ligante asfáltico tradicional resistía bien la acción del clima y del tránsito. Pero, el constante aumento de las solicitaciones debidas al mayor número de cargas por eje, a la mayor presión de inflado, a las mayores cargas por eje, a las mayores velocidades, etc. Hace que se requiera para la elaboración de las mezclas asfálticas, un ligante con mejores propiedades reológicas y mecánicas.

La modificación del asfalto con la incorporación de polímeros da por resultado ligantes con extraordinarias características de elasticidad, adherencia y cohesión a un costo competitivo. Por tal razón, se ha dedicado este capítulo a la presentación de las características principales de los modificadores de ligantes de común uso en la actualidad.

12.2 OBJETIVO DE LA MODIFICACIÓN

Los modificadores le permiten al diseñador intervenir sobre las características mecánicas del asfalto. Entre otras se puede mencionar la reducción de la susceptibilidad térmica, en la búsqueda de unas características reológicas

[1] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

COM.EC 2587713

constantes, especialmente a elevadas temperaturas de servicio. En consecuencia, ello implica modificar las propiedades de las mezclas, en el sentido de disminuir tanto la deformación plástica a alta temperatura, como la rigidez a baja temperatura, ofreciendo un mejor comportamiento en servicio ante la acción de las cargas circulantes más pesadas del tránsito, independientemente de las condiciones climáticas imperantes.

Un asfalto real, común, presenta un cambio continuo de sus características en todo el rango de temperaturas de operación. El asfalto ideal es aquel que muestra una característica más o menos constante en un amplio rango de temperaturas de servicio, convirtiéndose en un fluido viscoso a las temperaturas de mezcla y compactación.

La adición de un polímero adecuado modifica la susceptibilidad térmica del asfalto, tal como se muestra en la figura 12.1 obteniéndose debido a una mejora en el comportamiento visco-elástico a las temperaturas de servicio a las deseadas en un asfalto ideal.

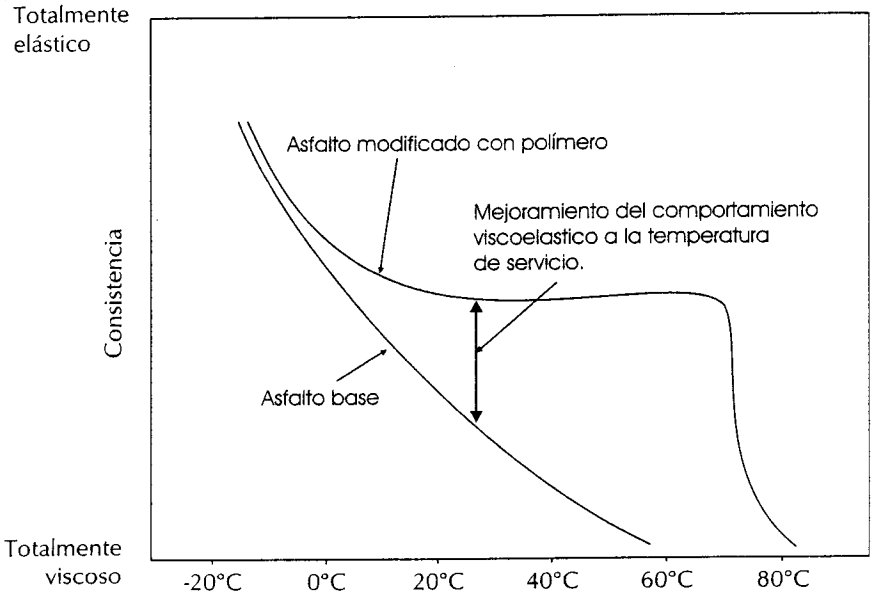


Figura 12.1 – Efecto de la incorporación de un polímero sobre la susceptibilidad térmica del asfalto

WWW.LITECSA.C

12.3 BENEFICIOS QUE SE BUSCAN CON LA MODIFICACIÓN DEL ASFALTO

Los principales beneficios que se persiguen con la modificación del asfalto:

- Aumentar la rigidez a altas temperaturas de servicio mejorando la resistencia de las mezclas a la deformación permanente.
- Reducir la rigidez a bajas temperaturas, previniendo la fisuración térmica.
- Aumentar la resistencia a fatiga de las mezclas .
- Mejorar la adhesión con los agregados pétreos.
- Mejorar la cohesión, brindando mejor retención de los agregados en la vida inicial de los tratamientos superficiales.
- Reducir el endurecimiento en servicio, brindando una vida superior a la mezcla, debido a la retención de sus ventajas iniciales.
- Disminuir la susceptibilidad térmica en el rango de temperatura de servicio
- Aumentar la viscosidad a bajas velocidades de corte, permitiendo mejores espesores de película en el agregado de las mezclas abiertas y reduciendo la exudación en tratamientos superficiales.

Existe una variedad de aditivos que pueden ser exitosos en la mejora de cuando menos una de las propiedades del asfalto, pero, es necesario tener en cuenta que no existe un aditivo que mejore todas las propiedades antes descritas.

12.4 LAS ASOCIACIONES ASFALTO-POLÍMERO

Los Asfaltos

Estos están compuestos de mezclas complejas de moléculas que varían tanto en composición química como en pesos molecular y se identifican tres grupos de componentes que difieren entre si notablemente, ellos son:

Saturados

Sus componentes tienen consistencia grasa y son prácticamente incoloros. Contiene material parafínico, parcialmente con anillos naftéricos y, parcial-

COM.EC 2587713

mente, con cadenas largas y rectas que pueden cristalizar. Su relación H/C varia entre 1.9 y 2.0, la distribución de los pesos moleculares de esta fracción es estrecha. Entre 300 y 2.000 .

Aromáticos

Sus componentes son aceites viscosos de color café oscuro. Contienen anillos aromáticos con ciclos nafténicos y asociados a cadenas alifáticas. Aproximadamente el 30% de los átomos de carbono forman parte de las estructuras aromáticas. Su relación H/C es del orden de 1.5. Contienen pequeñas cantidades de oxígeno y nitrógeno y hasta 3% de azufre. La distribución de sus pesos moleculares es similar a la de los saturados, es decir entre 300 y 2.000.

Aromáticos polares

Estos compuestos, que agrupan las resinas y los asfáltenos, contienen muchos anillos aromáticos condensados por moléculas (35-40% de los átomos de carbono). El carbono se encuentra en estructuras nafténicas y parafinicas. contienen hasta 1% de nitrógeno y oxígeno y hasta 8% de azufre y varios grupos polares.

Dependiendo de su solubilidad en n-heptano, el grupo de aromáticos polares se subdivide en:

Resinas

Estos materiales son solubles en n-heptano. Son sólidos negros que funden con el calor. La distribución de sus pesos moleculares es amplia, oscilando entre 500 y 50.000 y su relación H/C es del orden de 1.1 a 1.2.

De acuerdo a la descripción anterior, los componentes saturados y aromáticos se pueden considerar como los medios de dispersión de los aromáticos polares. Estos últimos son los responsables del comportamiento viscoelástico del asfalto a temperatura ambiente. Ello se debe a la asociación de estas moléculas (a través de sus grupos polares), dando lugar a estructuras voluminosas, en alguna casos similares a redes tridimensionales (asfalto del tipo gel). El grado de asociación depende de la temperatura, distribución del peso molecular y concentración de los aromáticos polares, y del poder solvente de los saturados y aromáticos. Si los asfaltenos tienen concentración y peso molecular relativamente bajos, el asfalto resultante es de tipo sol.

De acuerdo a lo anterior se puede concluir que las propiedades reológicas del asfalto dependen de las proporciones en que estén presentes sus componentes, las cuales varían de acuerdo con el origen de los crudos de petróleo.

WWW.LITECSA.C

Los Polímeros [2,3,4]

Los polímeros son sustancias formadas por la unión, de cientos o miles de moléculas pequeñas, llamadas monómeros. La gran diversidad de materiales poliméricos hace que su clasificación y sistematización sea difícil; pero atendiendo a su estructura y propiedades, se clasifican para uso vial como se presenta en la Tabla 12.1

Tabla 12.1
Clasificación de polímeros

TERMO - ENDURECIBLES		Resinas Epoxi Poliuretanos Poliésteres
TERMO - PLÁSTICOS	PLASTÓMEROS	Polietileno (PE) Polipropileno (PP) E.V.A. (etileno-acetato de vinilo) P.V.C (policloruro de vinilo)
	ELASTÓMEROS	S.B.R (estireno -butadieno) Cauchos Naturales: Isopreno Cauchos Artificiales: Neopreno S.B.S (estireno - butadieno - estireno)

Los termoendurecibles, son polímeros formados por reacción química de dos componentes (base y endurecedor), dando lugar a una estructura entrecruzada, por lo que no pueden ser recuperados para volver a transformarse. Los termoenedurecibles más comunes son:

- **Resinas Epoxi:** tienen agentes endurecedores de los enlaces transversales. Se usan en grandes porcentajes, mayores de 20 %. Muy costosas, se usan en zonas especiales. Playa de camiones.
- **Poliuretano:** Similares a las Resinas Epoxi. Muy caros. Se usan a bajas temperaturas y en capas delgadas.
- **Poliésteres:** son menos usados.

Los termoplásticos, son polímeros solubles que se reblandecen por acción del calor y pueden llegar a fluir. Son, generalmente, polímeros lineales o ligeramente ramificados. Los termoplásticos se dividen en dos grupos:

COM.EC 2587713

1. **Plastómeros:** al estirarlos se sobrepasa la tensión de fluencia, no volviendo a su longitud original al cesar la solicitación. Tienen deformaciones pseudoplásticas con poca elasticidad. Los Plastómeros más comunes son:

   - **Polietileno:** tiene buena resistencia a la tracción y buena resistencia térmica, como también buen comportamiento a bajas temperaturas.
   - **Polipropileno atáctico (EPDM):** se lo mezcla con elastómeros para hacerlo más flexible. Muy flexible y resistente al calor y a los agentes químicos
   - **E.V.A (Etileno - Acetato de Vinilo)**: Los copolímeros de Etileno copolimerizan al Etileno con otros monómeros (Acetato de Vinilo) para destruir su regularidad estructural y reducir su grado de cristalinidad.

   Sus propiedades dependen del:

   - **Peso molecular**: Si aumenta - menor flexibilidad y mayor dificultad para mezclarlo.
   - **% Acetato de vinilo (33 al 40%) -** Si aumenta es más flexible. Hay que recircularlo en almacenamiento para evitar la separación. Se lo mezcla a 160°C sinaditivos. Tiene buena compatibilidad con el asfalto.
   - **P.V.C (Policloruro de Vinilo)**: tiene muy baja actividad química, pero al mezclarlo con el asfalto a 130°C se gelifica, obteniéndose un ligante más viscoso que el original. Muy resistente a los solventes, es usado en estaciones de servicio y aeropuertos. Se usa de un 2 al 6%. Tiene bajo precio comparativamente.

2. Los elastómeros o cauchos, son polímeros lineales amorfos, generalmente insaturados, que sometidos al proceso de vulcanización adquieren una estructura parcialmente reticulada, que le confiere sus propiedades elásticas. Los cauchos de uso más generalizado son:

   - **S.B.R.** Cauchos sintéticos del 25% de Estireno y 75% de Butadieno. Para mejorar su adhesividad se le incorpora ácido acrílico.
   - **Isopreno**: Caucho natural, se lo usa para hacer caucho sintético.
   - **Neopreno**: Caucho sintético con gran resistencia a los agentes atmosféricos. Se usa en carreteras para apoyo de vigas y estructuras.
   - **S.B.S** (Estireno - butadieno - Estireno) o Caucho Termoplástico: desarrollado en Estados Unidos en la década del 60 en adhesivos y suelos. Llega luego al asfalto. Los dos homopolímeros que lo forman son incompatibles entre sí.

WWW.LITECSA.C

- **El más incompatible**: el Estireno (fase dura) con temperatura de cristalización: 100°C.
- **Butadieno** (fase elástica) con temperatura de cristalización menor que la ambiente.

La incorporación de un polímero (sustancia macromolecular con propiedades viscoelásticas) a un asfalto dará lugar a interacciones entre las moléculas del primero y los componentes del segundo y producirá alteraciones en el sistema coloidal del asfalto, con el consiguiente cambio de propiedades. Las interacciones y cambio de propiedades producidas, dependerán de los siguientes factores:

- Composición y estructura molecular del polímero incorporado (peso molecular, composición química, temperatura de transición vítrea, polaridad, etc).
- Composición química y estructura coloidal del asfalto.
- Proporción relativa de asfalto polímero.
- Proceso de incorporación (modo de fabricación, temperatura, tiempo de mezclado, etc).

12.5 COMPATIBILIDAD

Según Thompson: "Cada polímero tiene un tamaño de partícula de dispersión óptica para mejorar las propiedades reológicas".

Toda acción cuyo efecto sea la modificación de la composición química del asfalto conduce, inevitablemente, a la modificación de su estructura y de sus propiedades.

Si se mezclan en caliente, sin precauciones especiales, un asfalto y un polímero, se obtiene alguno de los tres resultados siguientes:

Mezcla heterogénea: Es el caso más probable y ocurre cuando el asfalto y el polímero son incompatibles. En este caso, los componentes de la mezcla se separan y el conjunto sólo presenta las características de un ligante normal.

Mezcla totalmente homogénea, incluso al nivel molecular: Es el caso, poco frecuente, de la compatibilidad perfecta. En este caso, el ligante es extremadamente estable, pero la modificación de sus propiedades de uso es muy débil respecto a las del asfalto original. Sólo se aumenta su viscosidad. No es, pues, el resultado deseado.

COM.EC 2587713

Mezcla micro- heterogénea y constituida por dos fases finalmente imbricadas: Es el caso de la compatibilidad deseada, que permite realmente modificar el ligante. En un sistema de estas características, el polímero compatible "se hincha"absorbiendo una parte de las fracciones aceitosas ligeras del asfalto, para formar una fase polimérica diferente de la fase asfáltica residual constituida por las fracciones pesadas del ligante - aceites restantes, resinas y asfáltenos.

Polímeros compatibles

Teniendo en cuenta que existe variedad de polímeros comerciales existentes, con composición química y propiedades diferentes, es lógico pensar que las posibilidades de modificación de los ligantes bituminosos con polímeros son compatibles con los ligantes hidrocarbonados.

Los polímeros idóneos para mejorar las propiedades de los asfaltos para uso vial son aquellos que cumplen las siguientes características.

- Cadena general suficientemente larga.
- Baja polaridad, para facilitar su compatibilidad con el asfalto.
- Peso molecular elevado pero no excesivamente alto, para disminuir riesgos por excesiva viscosidad y problemas de dispersión.
- Baja temperatura vítrea, para permitir mejorar los problemas de deformación a bajas temperaturas.

En acuerdo con lo anterior, son dos las familias de polímeros más utilizadas:

- Plastómeros, basados normalmente en copolímeros de etileno, generalmente EVA, cuyos grados difieren en función de la cuantía del acetato de vinilo y el peso molecular.
- Elastómeros, generalmente consistentes en copolímeros del tipo SBS, que se distinguen por su contenido de estireno y su configuración, lineal o radial. En las estructuras radiales, la presencia de bloque estirénicos suplementario origina una red elástica que le confiere al ligante una baja susceptibilidad térmica y buenas características mecánicas. Por su lado, el SBS lineal proporciona las mismas propiedades y mayor flexibilidad a bajas temperaturas, siendo los más utilizados.

La Tabla 12.2 muestra un panorama general de las mejoras obtenidas al modificar los asfaltos con las diferentes clases de polímeros compatibles, así

WWW.LITECSA.C

como con la incorporación de llantas de caucho usadas, y brinda una indicación de sus costos relativos.

TABLA 12.2
Panorama del mejoramiento producido en las propiedades de los ligantes por diferentes clases de polímeros

Polímero	Resistencia			Adhesión a los agregados	Resistencia al envejecimiento	Incremento de costo
	A la deformación permanente	Al agitamiento				
Termoendurecibles	+++	++	++	+	+	Muy alto
Blastómeros	++	++	++	+	0+	Medio alto
Plástomeros	1	+	0	0	0	Medio medio
Caucho de llanta usada	0/1	+/11	1	0	0	Medio

+++ muy efectivo
++ mejora sustancial
+ mejora significativa
0 poca o ninguna mejora

Los polímeros termoendurecibles producen ligantes de propiedad muy superiores, pero resultan muy costosos y difíciles de elaborar y aplicar. Los ligantes con niveles significativos de elastómeros (tipo SBS) mejoran sustancialmente la resistencia a la deformación y al fisuramiento térmico y por fatiga, mejoran la adhesividad con los agregados y también favorecen la resistencia al envejecimiento. Los ligantes que contienen Plastómeros como el EVA, mejoran la resistencia a la deformación permanente, pero tienen menor efecto sobre las demás características, por último el comportamiento con caucho de llantas es muy variable, dependiendo del tipo y porcentaje de caucho y de, las condiciones de procesamiento. Para generar los beneficios indicados en la tabla se requiere incorporar entre 8 y 20% del caucho, a temperaturas muy elevadas (200 a 230°C).

12.6 *CARACTERIZACIÓN DE LOS ASFALTOS MODIFICADOS CON POLÍMEROS*

En la actualidad, los asfaltos modificados se caracterizan a través de ensayos de tipo convencional así como de otros que se han desarrollado específicamente adaptados a las particularidades de este nuevo ligante.

Algunos de ellos se describen someramente a continuación.

COM.EC 2587713

Ensayos de identificación y composición

Estos ensayos tienen por objeto conocer el tipo y proporciones del polímero en el ligante.

En algunos polímeros de uso generalizado en la modificación de los ligantes bituminosos, como los copolímeros de butadieno - estireno telebloque (SBS), se determina su proporción mediante técnicas analíticas convencionales, como son la extracción selectiva con disolvente o precipitación del polímero; pero generalmente es necesario el empleo de técnicas como la espectroscopia infrarroja, cromatografía sobre geles porosos, etc., para su determinación.

Ensayos de compatibilidad

Se debe hacer una estimación "a priori" de la compatibilidad para el caso de polímeros termoplásticos y cauchos sin vulcanizar, comparando los parámetros de solubilidad del polímero y del ligante; o bien mediante la relación hidrofílica - lipofilica (HLB) si el polímero es un termoenduracible; pero el control de la dispersión del polímero en el ligante se realiza generalmente por microscopía óptica de fluorescencia por reflexión técnica que permite observar la micromorfología de estos ligantes.

La micromorfología depende, además del método y condiciones de fabricación, de la compatibilidad de los dos componentes, por lo que puede ser un método rápido para evaluar esta característica.

Ensayos para determinar la estabilidad al almacenamiento

Durante el almacenamiento a elevadas temperaturas se pueden producir, en los ligantes modificados con polímeros, fenómenos de cremado o sedimentación, enriqueciéndose el ligante en polímero en la parte superior o inferior del tanque, dependiendo de la densidad del polímero respecto al ligante. Esta desestabilización se puede producir por falta de compactibilidad entre ambos, y/o por dispersión incorrecta del polímero, porque el sistema y condiciones de mezclado sean deficientes.

La mayoría de los procedimientos ideados para valorar este fenómeno consisten en mantener el ligante - polímero en un recipiente en posición vertical sobre una estufa a elevada temperatura durante un período de tiempo razonable y tomar muestras en la parte superior e inferior del recipiente para detectar las diferencias de concentración del polímero entre ellas, generalmente de manera indirecta a través del ensayo de punto de ablandamiento.

WWW.LITECSA.C

Ensayos de comportamiento reológico y susceptibilidad a la temperatura

Las propiedades reológicas de los ligantes - polímero se evalúan generalmente mediante los ensayos convencionales utilizados en la caracterización de los ligantes bituminosos, es decir: penetración, punto de ablandamiento, índice de penetración, punto de fragilidad Fraass, ductilidad y viscosidad a varias temperaturas.

Otros modificadores

En muchas obras los ingenieros han experimentado con éxito en algunos casos la utilización de modificadores que influyen en las propiedades del asfalto y por ende de la mezcla asfáltica, estos son:

- **Llenante *inerte***

Consiste en polvo de caliza, no reacciona con el asfalto ni tiene efecto sobre sus propiedades químicas. Eleva el punto de ablandamiento y reduce la penetración del asfalto. No produce ventajas de comportamiento respecto de un asfalto de igual penetración.

- **Llenantes reactivos**

a. Cal hidratada

Actúa como anti - stripping, aún en baja concentración. Disminuye la velocidad de envejecimiento en servicio. Se usa en cantidades de 1 - 3%.

Expuesta al aire absorbe CO_2 y se hace menos activa. Su manejo es menos desagradable.

b. Negro de humo

Incrementa la viscosidad del ligante y reduce la susceptibilidad térmica.

Aumenta la resistencia a la deformación permanente de las mezclas. Absorbe radiación ultravioleta y por lo tanto reduce la velocidad de envejecimiento de películas delgadas del ligante. Se usa en proporción de 5 - 10%.

Dado el pequeño tamaño de sus partículas hace su manejo fastidioso y peligroso para la salud.

COM.EC 2587713

- **Ceras**

Reduce la viscosidad del asfalto por encima de su punto de fusión.

Afectan desfavorablemente la adhesión con los agregados.

- **Fibras minerales**

a. Asbesto

Rigidiza el asfalto y modifica sus propiedades de flujo. Causa problemas en la salud.

b. Fibras de vidrio

Rigidiza el asfalto y modifica las propiedades de flujo. Ocasiona baja adherencia con el asfalto y elongación a la rotura.

c. Lana Mineral (Inorphil)

Aumenta la estabilidad, reduce la deformación permanente y aumenta la resistencia a la tensión de las mezclas.

- **Fibras elastoméricas y plastoméricas**

Causa el mismo efecto que con las fibras minerales. Existe limitaciones en la temperatura de mezclado por la posibilidad de degradación.

- **Fibras de celulosa**

El mismo efecto que con las fibras minerales. Es un producto muy variable de acuerdo con su procedencia. Tiene gran afinidad por el agua.

- **Gilsonita y asfalto duro**

Aumenta la rigidez y disminuye la susceptibilidad térmica. Se usan en proporciones hasta el 30% respecto al peso del asfalto.

- **Asfalto del Lago de Trinidad**

Disminuye el envejecimiento en servicio y aumenta la rigidez a altas temperaturas y la resistencia a la fatiga. Se añade entre el 15 y 100% respecto del peso del asfalto.

- **Alquitrán**

Mejora la adhesividad y aumenta la resistencia a la degradación por aceites. Tiene el inconveniente que contiene productos cancerígenos.

WWW.LITECSA.C

- **Azufre**

En cantidades pequeñas se disuelven en el asfalto sin reacción química.

Niveles mayores actúan como llenantes moldeables que son líquidos de baja viscosidad por encima del punto de fusión (120°C) y se presentan como partículas de forma irregular a baja temperatura.

El calentamiento a más de 160°C es indeseable por cuanto el azufre cambia a una forma alotrópica diferente y la viscosidad del producto fundido aumenta bruscamente .

Las propiedades del asfalto cambian con el tiempo debido a que la cristalización es retardada por el asfalto. Ello implica un retardo en alcanzar la estabilidad última.

Los principales problemas del empleo del azufre es que bajo 150°C, la reacción de este con el asfalto es principalmente adición. Por encima, ocurren reacciones de oxidación, liberando anhídrico sulforoso y sulfuro de hidrógeno, que son gases tóxicos.

- **Modificadores químicos**

a. Agentes oxidantes (Chemerete)

   Reaccionan con el asfalto y el oxígeno endureciendo el asfalto reduciendo su susceptibilidad térmica.

   Se emplean en cantidades de 2 a 5% respecto del ligante.

   La desventaja que presenta este modificador consiste en la dificultad de controlar la rata de reacción. Si es muy rápida el endurecimiento del asfalto puede ser muy alto y si es lenta, la mezcla es susceptible a deformaciones tempranas.

b. Mejoradores de adherencia

   Hacen estable la liga asfalto - agregado contra los efectos del agua y del tránsito. La mayoría de los agentes de tipo orgánico tiene vida limitada a las temperaturas normales de elaboración de mezcla en caliente.

12.7 APLICACIONES DE LOS LIGANTES MODIFICADOS

Los asfaltos modificados se deben emplear en construcción de carreteras, en aquellos casos espècíficos en que las propiedades de los ligantes tradicionales son insuficientes para cumplir con éxito la función que tienen encomendada:

COM.EC 2587713

es decir, en la fabricación de mezclas bituminosas especiales para pavimentos que están sometidos a solicitaciones excesivas, bien por efecto del tráfico o por otras causas, como temperaturas extremas, agentes atmosféricos, tipología del firme, etc.

Los campos de aplicación más frecuentes de estos materiales son:

12.7.1 Mezclas drenantes

Las mezclas bituminosas drenantes tienen un porcentaje muy elevado de vacíos en la mezcla (superior al 20%) y una proporción de agregado fino muy baja (inferior al 20%), por lo que el ligante debe tener una buena cohesión para evitar la disgregación de la mezcla. Además el ligante necesita una elevada viscosidad para proporcionar una película de ligante gruesa envolviendo a los agregados y evitar los efectos perjudiciales del envejecimiento y de la acción del agua en este tipo de mezclas tan abiertas.

Cuando las circunstancias lo requieran con las emulsiones fabricadas con asfaltos modificados con polímeros se pueden fabricar mezclas drenantes en frío con propiedades similares a las de caliente y con las ventajas de empleo de tecnología en frío.

12.7.2 Mezclas en caliente en capas delgadas (Microaglomerados en caliente)

Son capas de rodadura de muy reducido espesor, y tienen su aplicación sobre pavimentos estructuralmente buenos en los que se le busca restaurar la resistencia al deslizamiento y mejorar la comodidad de la circulación garantizando bajos niveles de sonoridad, o bien se desea una actuación de mantenimiento periódico de la calzada prolongando su vida útil intentando, simultáneamente, impedir un incremento excesivo de las cotas que generen problemas con bordillos, por sobrecargas excesivas en puentes y viaductos o por pérdida de gálibo en túneles o pasos inferiores.

Estas mezclas se elaboraban con cementos asfálticos convencionales y agregados de granulometría contínua con tamaño máximo muy pequeño, estas capas presentaron problemas de comportamiento, en especial por corrimientos sobre el soporte en Zonas con pendientes fuertes o bajo la acción del tránsito pesado, así como en glorietas, curvas de bajo radio y áreas de frenado permanente. Además, por su reducido espesor, la durabilidad era escasa, obligando intervenciones de mantenimiento periódico.

WWW.LITECSA.C

A fin de dar una solución a este tipo de necesidades, pero garantizando simultáneamente elevadas resistencias a la deformación permanente, a la fatiga y al deslizamiento, se desarrollan los microaglomerados en caliente, cuyos componentes y proceso constructivo presentan algunas características especiales:

- Los agregados, por utilizar que deben presentar una elevada resistencia al pulimento, han de poseer una granulometría con una marcada discontinuidad entre los tamaños de 2 mm y 5 mm, con un contenido de llenante mineral no inferior alto y un tamaño máximo nominal de 8 a 10 mm, en función de la textura deseada y del espesor de la capa compactada.

  La Tabla 12.3 presenta dos franjas granulométricas usuales; la primera aplicable en capas de 2.5 cm a 3.5 cm de espesor compacto y, la segunda en capas ultrafinas de 1.5 a 2.5 cm.

Tabla 12.3
Franjas granulométricas para microaglomerados en caliente

Tamiz		Porcentaje que pasa	
Normal	**Alterna**	**Tipo I**	**Tipo 2**
12.5 mm	1/2"	100	
9.5 mm	3/8"	90-100	100
8.0 mm	5/16"	-	90-100
4.75 mm	4	32-42	30-40
2.36 mm	8	25-35	22-32
6.00 mm	30	14-25	14-25
75	200	7-12	7-12

- El ligante debe ser modificado con polímeros, preferiblemente del tipo SBS y aplicado en una dosificación del orden de 5.5% con respecto al peso de los agregados.

- El problema de adherencia con la capa de soporte no se soluciona con riegos de liga convencionales, sino empleando una emulsión de ligante modificado y rotura rápida, que permite aplicar altas dosificaciones (entre 500 y 800 g/m^2 dependiendo del estado del soporte) sin peligro de exudaciones posteriores, obteniendo una interfase que a la vez fija satisfactoriamente las dos capas, da lugar a una buena impermeabilidad del soporte.

COM.EC 2587713

Las más modernas extendedoras permiten efectuar el riego de liga en el instante mismo de la extensión de la mezcla, manteniendo el entorno limpio y asegurando la total eficacia del riego.

De ensayos de tracción indirecta sobre mezclas elaboradas con asfaltos convencionales y con asfaltos modificados se infiere que no solo los valores absolutos de las mezclas con asfalto modificado son mayores, sino que también la pérdida relativa de resistencia al aumentar la temperatura es muy inferior.

12.7.3 Mezclas bituminosas altamente resistentes para capa de rodadura

En tramos de gran intensidad de tráfico pesado y canalizado, como en las vías lentas, se requiere que las mezclas tengan una buena resistencia a las deformaciones plásticas, y a la fatiga. En estos casos, los asfaltos modificados con polímeros presentan escasa susceptibilidad a la temperatura y buenas propiedades mecánicas, por lo que son ligantes adecuados para este tipo de mezclas.

12.7.4 Tratamientos superficiales mediante riego con gravilla

Los asfaltos modificados con polímeros y las emulsiones con ellos fabricadas, son adecuados para riegos en vías de fuerte intensidad de tráfico y/o en zonas climáticas con temperaturas extremas, porque el ligante debe tener una buena cohesión en un amplio intervalo de temperatura y una buena susceptibilidad térmica, con el fin de evitar la exudación del ligante durante el verano, así como la pérdida de gravilla en el invierno.

12.7.5 Lechadas bituminosas

En carreteras de fuerte intensidad de tráfico y/o con climas con temperaturas extremas se deben emplear emulsiones fabricadas utilizando asfaltos modificados con polímeros para evitar la exudación del ligante y para proporcionar la cohesión que evite el desprendimiento de gravilla, especialmente en las de mayor tamaño máximo del árido.

Aparte de las lechadas convencionales, las emulsiones modificadas con polímero son el ligante ideal para las lechadas de granulometría discontinuas (discontinuidad 2-4 mm). En estas lechadas el ligante debe tener una excelente cohesión, por lo que es imprescindible una emulsión fabricada con asfalto modificado con polímeros. Estas lechadas proporcionan al pavimento una gran textura y facilitan la evacuación del agua de lluvia superficialmente.

WWW.LITECSA.C

12.7.6 Membranas absorbentes de tensiones

Estas membranas tienen como misión retardar la propagación de las fisuras de un pavimento al nuevo refuerzo, por lo que deben estar fabricadas con asfalto modificado con polímeros para tener buena resistencia mecánica, resiliencia y flexibilidad para absorber las tensiones provocadas por el movimiento de las fisuras del firme.

Estas membranas están compuestas de asfalto modificado que se aplica en caliente sobre la superficie fisurada y una segunda capa de lechada bituminosa con asfalto modificado y fibras. Posteriormente se coloca una capa de rodadura.

12.7.7 Mezclas de alto módulo

Son mezclas bituminosas con granulometría contínua que tienen un porcentaje de filler entre el 8-10% y son fabricadas con asfalto especial de penetración 10-20, o bien con asfalto modificado con polímeros de muy baja penetración.

Estas mezclas presentan módulos muy altos, similares a los de la grava-cemento y son, por lo tanto, muy adecuados para reforzar calzadas cuando hay limitaciones de espesor. Como capa de rodadura se suele aplicar mezcla bituminosa delgada. En pavimentos de nueva construcción este tipo de mezclas empleadas, como capa de base permiten sustituir las gravas-cemento evitando los problemas de fisuraciones o bien las mezclas bituminosas reduciendo su espesor.

El empleo de asfalto modificado aumenta las posibilidades de deformación de este tipo de mezcla y aumenta la resistencia a la fatiga, por lo que se recomienda su empleo cuando se apliquen sobre soportes deformables.

12.8 EMULSIONES CON ASFALTOS PREVIAMENTE MODIFICADOS [2,3,4]

Las emulsiones de asfaltos modificados con polímeros representan un gran avance sobre las emulsiones modificadas con látex. Los asfaltos emulsionados son asfaltos que han sido previamente modificados con polímeros, con contenidos de éstos entre 1y el 4%, que constituyen un producto estable y homogéneo, perfectamente caracterizados en cuanto a sus propiedades geológicas.

COM.EC 2587713

La facilidad de emulsificación de un asfalto depende de su naturaleza química y en especial de sus componentes polares. Es por ello que algunos asfaltos son más emulsionables que otros, a igualdad de características físicas.

12.9 ELABORACIÓN DE EMULSIONES CON ASFALTO MODIFICADO

Teniendo en cuenta que un asfalto modificado presenta una viscosidad más alta que la del asfalto convencional; es por esto que su temperatura a la entrada del molino coloidal debe ser más elevada, que la de un asfalto no modificado de la misma penetración, del orden de 160-170°C (dependiendo del tipo de asfalto modificado empleado) para la obtención de la viscosidad óptima de emulsificación (200 cps).

Como consecuencia de las elevadas temperaturas de fabricación, la temperatura de la emulsión a la salida del molino coloidal oscila entre 90 y 95°C.

12.10 CARACTERIZACIÓN DE LAS EMULSIONES MODIFICADAS

A las emulsiones modificadas se les hacen ensayos habitualmente empleados en el control de emulsiones, tales como Dean Stark, destilación, viscosidad, sedimentación e índice de rotura.

Un aspecto muy importante en este tipo de emulsiones es la obtención de un residuo de asfalto-polímero sobre el cual se evalúa el grado de modificación alcanzado. Los métodos habituales de obtención del residuo asfáltico de la emulsión no son válidos, ya que, en general, implican un fuerte calentamiento de la emulsión que altera dicho residuo y que, incluso, puede llevar a la degradación del polímero.

Es por ello que en los últimos años se han desarrollado numerosos procedimientos para la obtención de un residuo inalterado entre las que pueden enumerarse las siguientes:

- Congelación rápida de la muestra, seguida de una destilación a vacío del residuo a baja temperatura, mediante el Rotavapor.
- Evaporación a 163°C.
- Evaporación de dos fases: primero a 118°C y posteriormente a 138°C (método del Estado de California).

WWW.LITECSA.C

- Evaporación a 50°C durante 15 días (método AFNOR, francés).

12.11 APLICACIONES DE LAS EMULSIONES MODIFICADAS CON POLÍMEROS[2,3]

Las principales aplicaciones actuales de las emulsiones modificadas con polímeros son los tratamientos superficiales y los microaglomerados en frío. También se emplean para la ejecución de los riegos de liga requeridos por los aglomerados en caliente.

Riego de liga

La adherencia de un microaglomerado en caliente a un pavimento existente sólo queda garantizada con la aplicación de un riego de liga con una emulsión modificada de rotura rápida a una tasa de 500 a 800 g/m^2, de acuerdo al estado en que se encuentre el soporte.

12.12 TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

El uso de emulsiones modificadas, en especial en combinación con agregados de muy alta calidad, amplía el campo de aplicación de los tratamientos, por cuanto proporciona:

- Buena adhesión activa, con mejora de la viscosidad, que se traduce en una apertura al tránsito más rápida.
- Excelente adhesión pasiva en cualquier tipo de clima.
- Alta cohesión interna para resistir los esfuerzos tangenciales causados por la combinación de una elevada densidad de tránsito y alta temperatura.
- Buena flexibilidad a baja temperatura.

Las mejoras descritas obedecen a las características del ligante utilizado: emulsión catiónica de asfalto modificado con elastómero, de rotura rápida, de alta viscosidad, ligante residual de elevada cohesión a alta temperatura, gran elasticidad y notable resistencia al envejecimiento.

Por su alta viscosidad, la emulsión requiere calentamiento a unos 45-50°C, antes de su aplicación.

Las dosificaciones típicas para estos trabajos, se presentan en la Tabla 12.4

COM.EC 2587713

TABLA 12.4
Dosificaciones típicas para tratamientos con emulsiones modificadas

Tipo de tratamiento	Gravilla		Emulsión kg/m²
	Tamaño	l/m²	
T.S.S	4/16	6-8	1.0-1.3
T.S.D			
Primer riego	10/14	9-10	0.9-1.1
Segundo riego	4/6	6-8	1.1-1.3
Sandwich			
Primer riego	10/14	9-12	1.8-2.0
Emulsión			
Segundo riego	4/6	6-8	

12.13 MEZCLAS ABIERTAS EN FRÍO

El Principal problema de las mezclas abiertas tradicionales es su baja cohesión inicial, consecuencia de ser formuladas a partir de ligantes residuales blandos y fluxados, lo que hace que se obtengan sus óptimas características mecánicas después de un período de curado, más o menos lento, que depende del tipo y el Contenido de fluidificantes en la fórmula de la emulsión.

Esta baja cohesión inicial ha condicionado el empleo de este tipo de mezclas, a ser utilizadas en capas de rodadura en carreteras secundarias.

De otra parte, la utilización de emulsiones de rotura media con ligantes modificados abre un mayor número de posibilidades a las mezclas en frío, por cuanto al mejorar las características mecánicas de su ligante residual, permite la elaboración de mezclas abiertas con alto porcentaje de vacíos, elevadas cohesiones iniciales y altas estabilidades mecánicas que le permite soportar mejor las cargas del tránsito.

12.14 MICROAGLOMERADOS EN FRÍO

Además de mejorar la resistencia al deslizamiento, el microaglomerado brinda todos los beneficios que se derivan del empleo de un ligante modificado: menor susceptibilidad térmica, y mayor resistencia al desgaste, al envejecimiento y a la fatiga.

WWW.LITECSA.C

La obtención de estas propiedades exige, sin embargo, una cuidadosa selección de los componentes, un buen diseño y una correcta ejecución en obra.

Los agregados pétreos, por ejemplo, deben satisfacer los siguientes requisitos mínimos:

- Desgaste Los Angeles <25 %
- Coeficiente de pulimento acelerado >0.45
- Equivalente de arena > 75%
- Valor de azul de metileno <1
- Granulometría (Tabla 12.5)

Tabla 12.5
Granulometrías para microaglomerados en frío

Tamiz		Porcentaje que pasa		
Normal	**Alterno**	**I**	**II**	**III**
12.5mm	1/2"			100
9.5mm	3/8"		100	85-100
6.3mm	1/4"	100	80-100	70-90
4.75mm	4	85-100	70-90	60-85
2.36mm	8	65-90	45-70	40-60
1.18mm	16	45-70	28-50	28-45
600μm	30	30-50	18-33	18-33
30μm	50	18-35	12-25	11-25
150μm	100	10-25	7-17	6-15
75μm	200	7-15	5-10	4-8

La ejecución de la capa se debe controlar por dosificación y no por espesor. Este último está acondicionado al tamaño máximo del agregado utilizado.

Las tasas de aplicación corrientes, son las que se presentan en la Tabla 12.6

COM.EC 2587713

TABLA 12.6
Tasas de aplicación de los microaglomerados en frío

Aplicación	Gradación agregados	Tasa de aplicación (kg/m^2)
Vías urbanas y Carreteras	I	8-11
De dos carriles	II	10-14
Autopistas	II	10-14
	III	12-16

12.15 TRATAMIENTOS ANTIFISURAS

Las emulsiones de asfaltos modificados con geotextiles son utilizadas en la lucha contra las fisuras de calzadas semi-rígidas. El éxito del sistema depende de las características de sus dos componentes: emulsión y geotextil y del contenido de ligante residual.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BERDIÑAS, Mariano A., "Sobre la Acción de los Polímeros en los Cementos Asfálticos" (primera parte). Comisión Permanente del Asfalto. Vigésima Octava reunión del Asfalto 1995.

2. RUBIO, Baltazar y POTTI, Juan José, "Experiencia de Probisa en la Fabricación de Betunes Modificados con polímeros en la Pavimentación de Carreteras". Comisión permanente del Asfalto. Vigésima Octava reunión del Asfalto. 1995

3. SÁNCHEZ C., Jesús. "Normativa Europea sobre Betunes Modificados con Polímeros".

4. SÁNCHEZ S., Fernando. "Curso sobre el uso de Asfaltos Modificados con Polímeros en la Construcción y Mantenimiento de Carreteras. Instituto Nacional de Vías. 1996.

WWW.LITECSA.C

CAPITULO 13
EL ASFALTO ESPUMADO

13.1 INTRODUCCIÓN

Desde la aparición de los vehículos motorizados, el asfalto ha sido un importante material de construcción de vías. Su uso más común es el de sellante de las capas superiores del pavimento, o mezclado con agregados para ser empleado en la construcción de las capas superiores del pavimento. En estas aplicaciones, el asfalto es aplicado en tres formas:

- Como un cemento asfáltico
- Como un asfalto líquido
- Como un producto emulsificado con químicos en una suspensión acuosa (emulsión asfáltica).

Sin embargo, actualmente existe una cuarta forma de aplicación, la cual está ganando aceptación en numerosos proyectos de construcción vial alrededor del mundo: El Asfalto Espumado.

13.2 OBTENCIÓN DEL ASFALTO ESPUMADO

El asfalto caliente estalla en millones de gotas cuando entra en contacto con pequeñas cantidades de agua fría. Este fenómeno causa que el asfalto se

COM.EC 2587713

expanda más allá de su volumen original y la espuma resultante es conocida como asfalto espumoso.

Considerado como una molestia para muchas refinerías, algunas veces agentes anti-espumantes son adicionales en el proceso de manufactura. Sin embargo, en 1957, el profesor Ladis Csanyi de la Universidad del Estado de Iowa en USA demostró que el asfalto espumado podría ser muy útil. El mostró que era posible mezclar el asfalto caliente con agregados húmedos en frío si primero se espumaba el asfalto.

El profesor Csanyi usó vapor de agua como un medio para introducir agua dentro de un asfalto caliente. Posteriormente la Mobil desarrolló un sistema por medio del cual el agua vaporizada era inyectada directamente dentro del asfalto en una cámara de expansión.

13.3 CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO ESPUMADO[2]

Cuando una cantidad de agua fría medida cuidadosamente es introducida dentro del asfalto caliente se forma una espuma, incrementando su volumen y su energía superficial. Esto facilita que se mezclen el duro asfalto vial junto con los fríos y húmedos agregados, sin tener que llegar a adicionarle con un solvente el costo de la dilución del aglomerante, o de la emulsificación. En el proceso de espumado, la viscosidad del asfalto se reduce enormemente, permitiéndole que se disperse apropiadamente a través del agregado.

Dos parámetros han sido desarrollados para ayudar en la caracterización del asfalto espumoso:

- Relación de Expansión

  Definida como la relación entre el máximo volumen de asfalto en su estado espumoso y el volumen de asfalto una vez la espuma se haya asentado completamente, y

- Vida Media

  Es el tiempo (en segundos) empleado por la espuma para asentarse la mitad del máximo volumen alcanzado.

La relación de expansión y la vida media están influidos tanto por el grado y el tipo de asfalto, como por la cantidad de agua inyectada al asfalto caliente durante el proceso de formación de la espuma. Lógicamente, entre mayor sea

[2] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

WWW.LITECSA.C

la relación de expansión, menos viscoso será el asfalto y por lo tanto se puede esperar una mejor dispersión de asfalto en la mezcla. Así mismo, una mayor vida media implica que hay más tiempo disponible para que el asfalto sea mezclado con el material mientras está aún en su forma espumada.

La relación de expansión se incrementa en la medida en que la cantidad de agua que se adiciona al asfalto aumenta, mientras que ese aumento en la adición de agua causa una reducción en la vida media. Por lo tanto, en la práctica, el ingeniero de pavimentos necesita entender estas relaciones y determinar la cantidad de agua, medida como un porcentaje de la masa del asfalto, que produciría una espuma de máxima relación de expansión y de mayor vida media posible.

La relación de expansión y la vida media del asfalto espumado pueden ser mejoradas por la introducción de aditivos químicos al asfalto, al agua o ambos, en la producción de la espuma. Tales aditivos son esenciales cuando han sido introducidos agentes anti-espumantes al asfalto durante el proceso de manufactura.

13.4 MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO ESPUMADO

Mezclas

Una diferencia marcada entre las mezclas producidas usando asfalto espumado y las mezclas con asfalto caliente, o mezclas usando emulsiones asfálticas, es la manera como el asfalto se dispersa a través del agregado. En los dos últimos casos, el asfalto tiende a cubrir todas las partículas, mientras que en las mezclas de asfalto espumado las partículas largas no son cubiertas totalmente. El asfalto espumado se dispersa así mismo entre las partículas finas, formando un mortero, el cual se adhiere de manera efectiva manteniendo unida la mezcla.

Este revestimiento parcial es el responsable del pequeño cambio de color de los agregados tratados con asfalto espumado. Materiales similares mezclados con un asfalto caliente, o en frío con emulsiones bituminosas, tienden a ser más oscuros o aún negros. Si un agregado claro es usado, el producto tratado con la espuma tenderá a permanecer de color claro.

Una espuma con una alta relación de expansión y una alta vida media, se dispersará de una manera adecuada en el material pétreo, mejorándose el cubrimiento de los agregados por el asfalto y, por lo tanto, las propiedades de la mezcla.

COM.EC 2587713

Son limitadas las referencias disponibles, sobre las magnitudes más apropiadas de la relación de expansión y la vida media, para la elaboración de las mezclas de asfalto espumado con materiales pétreos. Sin embargo, parece existir consenso que con relaciones de expansión superiores a 10 se logra una adecuada dispersión de asfalto en el agregado mineral.

Ruckel (1983) recomienda valores superiores a 8 o 15 para la relación de expansión y como mínimo de 20 segundos para la vida media. Maccarrone y otros (1995), sugieren que con el uso de ciertos tipos de agentes de superficie activa, es posible fabricar asfaltos espumados con relaciones de expansión superiores a 15 y vidas medias mayores de 60 segundos. De acuerdo con la experiencia surafricana, vidas medias alrededor de 10 segundos han resultado apropiadas, teniendo expansiones superiores a 10, en diferentes aplicaciones realizadas en obra.

Agregados

En la Tabla 13.1 se muestra una clasificación de materiales, agrupados por tipo de suelo, de acuerdo con su conveniencia para ser tratados con asfalto espumado, desarrollada por Bowering y Martin[1]. Esta clasificación se logró a partir del análisis de los resultados de ensayos realizados sobre un total de 50 materiales.

Observando estos resultados, parece ser que los materiales que resultan adecuados para ser tratados con asfalto espumado se extienden desde arenas arcillosas de baja plasticidad, hasta gravas y piedras trituradas.

Condiciones de humedad de los agregados[2]

Otro aspecto que resulta crítico en la elaboración de mezclas con asfalto espumado y que también tiene gran influencia en el comportamiento de las mismas, es el contenido de la humedad presente en los agregados, antes de ser tratados y en el momento de la compactación.

Tanto los trabajos originales de estabilización de suelos con asfalto espumado, desarrollados por el profesor Csanyi: a quien se le atribuye el origen de la tecnología, como diversos estudios realizados en Australia y otros lugares, han mostrado la necesidad de agregar agua al suelo o al agregado antes de adicionarle el asfalto espumado.

[1, 2] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

WWW.LITECSA.C

Tabla 13.1
Materiales tratados con asfalto espumado, Bowering, et al 1976[1]

USC	Conveniencia para el tratamiento	Rango de contenidos de asfalto		Cohesión	Factores de equivalencia de capa[1]	Comentarios
		Total	Óptimo			
GW	Buena	1.5 - 5.0	2.0 - 2.5	300-700	1.25 - 1.50	Mezclas permeables
GW-GM	Buena	1.5 - 5.5	2.0 - 4.5	300-400	1.25 - 1.33	Mezclas permeables
GP-GC	Buena	1.5 - 4.0	2.5 - 3.0	300-400	1.25 - 1.33	Baja permeabilidad
GC	Pobre	4.0 - 6.0	4.0 - 6.0	300-400	1.25 - 1.33	Impermeable Contenido de asfalto crítico Puede usarse añadiendo bajo % de cal
SW	Regular	3.5 - 5.0	4.0 - 5.0	100		Requiere adición de finos - pasa No. 200
SW - SM	Buena	1.0 - 6.0	2.5 - 4.0	100-400	1.0 - 1.33	
SP - SM	Pobre	4.85 - 6.0+	3.0 - 4.5	100		Requiere asfaltos de baja penetración y adición de finos
SP	Regular	1.0 - 6.0	2.5 - 5.0	100-300	1.0 - 1.25	Posiblemente requiera adición de finos
SM	Buena	1.5 - 6.0	2.5 - 4.5	100-400	1.0 - 1.33	
SM - SC	Buena	2.5 - 6.0	4.0	400-700	1.33 - 1.50	
SC	Sola - Pobre	3.5 - 6.0+	4.0 - 6.0	400-700	1.33 - 1.50	Requiere la adición de un pequeño % de Cal.
	Con cal - Buena	-	3.0 - 4.0		1.33 - 1.50	

Acerca de la importancia del contenido de agua de los agregados el profesor Csanyi realizó la siguiente observación:

"El agua añadida al agregado, durante el proceso de mezcla, ablanda los materiales arcillosos o las fracciones duras, rompe las aglomeraciones y se distribuye uniformemente en la mezcla. El agua, además, separa las partículas finas y las suspende en un medio líquido, creando canales de humedad a través de los cuales el asfalto espumado puede penetrar y cubrir todas las

[1] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

COM.EC 2587713

partículas minerales. La cantidad de agua no es crítica, procede a agregar la suficiente para que la mezcla se haga satisfactoriamente. El exceso de agua es indeseable, porque hace que la mezcla se reblandezca demasiado y se reduce la cobertura de los agregados. La cantidad apropiada de agua para cualquier mezcla debe ser determinada haciendo pruebas de ensayo y error en algunas cochadas de material".

Para algunos autores el concepto de contenido óptimo de fluidos para la compactación, tal como el usado para mezclas como emulsiones asfálticas, resulta válido para las mezclas con asfalto espumado; en este concepto, se considera la acción lubricante del ligante y la del agua, de tal manera que el contenido de humedad de la mezcla para una compactación óptima, se reduce en la proporción en que se incremente la cantidad del ligante.

Sakr y Manke (1985) desarrollaron la ecuación 13.1, mediante la cual es posible calcular el contenido de la humedad requerido para alcanzar la máxima densidad, después de la compactación de mezclas elaboradas con asfalto espumado. Como sugiere esta ecuación, con un mayor contenido de ligante se requerirá un menor contenido de humedad de compactación.

$$CHMD = 8.92 + 1.48CHO - 0.4PF - 0.39\ CA \qquad (13.1)$$

Donde:

CHMD = contenido de humedad para máxima densidad

CHO = contenido de humedad óptimo

PF = porcentaje de finos

CA = contenido de cemento asfáltico

De acuerdo con la expresión anterior, el contenido óptimo de humedad para mezclado resulta ser aproximadamente 10 a 20% mayor que el contenido de humedad requerido para compactación (CHMD). Con el objeto de reducir el consumo de tiempo en el secado de material, después de mezclado, para alcanzar la humedad de compactación y debido a que no se presentan diferencias significativas en las propiedades de las mezclas, Sakr y Manke sugieren que el valor CHMD sea usado tanto para la mezcla como para la compactación.

En síntesis, las mezclas con asfalto espumado requieren un contenido definido de humedad de los agregados para romper los terrones y alcanzar una buena dispersión del asfalto durante el proceso de mezclado, colaborando de esta manera con su compactación y, por tanto, con la estabilidad de la mezcla.

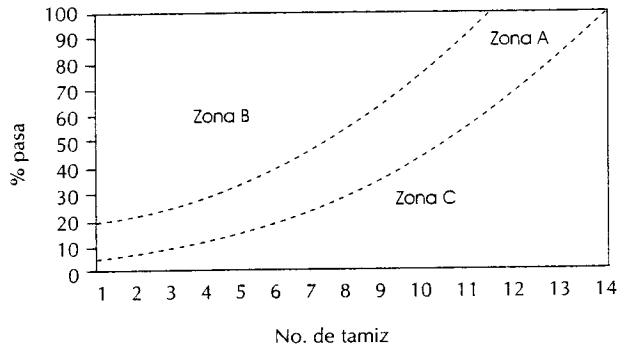
WWW.LITECSA.C

Este contenido de humedad varía según el tipo de material y, en especial, con el contenido de la fracción inferior a 0.075mm; pero, en general, se encuentra entre el 65% y el 85% del contenido óptimo determinado en una prueba AASHTO T99. Resulta importante mencionar que la adición del agua a la mezcla, posterior a la inyección al asfalto espumado, no tiene efectos benéficos.

13.5 EL ASFALTO ESPUMADO EN LA CONSTRUCCIÓN VIAL(2)

El asfalto espumado ha sido usado exitosamente a nivel mundial en el tratamiento de variados materiales, desde dunas de arena sin cohesión, gravas naturales, moliendas de asfalto recuperado, hasta agregados triturados.

La gradación de los agregados es una consideración importante. Como una guía de la adaptabilidad de los agregados al tratamiento con asfalto espumado, en la figura 13.1 se ilustran curvas de gradación para tres zonas de relativa adaptabilidad. Un material de zona "A" es adecuado sin modificación. Excepto en vías de tráfico bajo, los materiales con una gradación dentro de la zona



No. de tamiz	Tamaño tamiz (mm)
1	.075
2	.150
3	.300
4	.600
5	1.18
6	2.36
7	4.75
8	6.7
9	9.5
10	13.2
11	19.5
12	26.5
13	37.5
14	53

Figura 13.1 Guía para la selección de agregados

COM.EC 2587713

"B" tienden a ser muy finos, y requieren ser mezclados con agregado grueso para un tratamiento efectivo con asfalto espumado. El material que cae en la categoría de la zona "C" necesita adición de material fino.

En algunos países es práctica normal adicionar 1% de cal (medida con relación a la masa del material tratado) para reducir la plasticidad de las gravas naturales, y el mejorar la adhesión entre el material y el asfalto. Además, para proveer protección adicional contra la posibilidad de que el asfalto se desprenda del agregado a menudo se adicionan al asfalto agentes que evitan el desprendimiento antes de ser espumado.

13.6 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO DE MEZCLA

El procedimiento del diseño de la mezcla requiere el uso de una pequeña planta de laboratorio para producir el asfalto espumado. Es importante que este equipo simule cuidadosamente el asfalto espumado que será producido durante la producción a gran escala.

La planta de laboratorio de asfalto espumado consiste, esencialmente, en una caldera para calentar el asfalto, y dos sistemas de bombeo calibrados, uno para el asfalto caliente y otro para el agua usada en la producción de la espuma. Predeterminadas cantidades de asfalto caliente y agua fría son inyectadas a una cámara de expansión especialmente diseñada, donde el asfalto es espumado antes de ser descargado a través de una boquilla.

La relación de expansión y la vida media de un asfalto espumado pueden ser variadas por la alteración de la proporción de agua que se adiciona al asfalto, o por la adición de aditivos químicos.

En el diseño de mezclas con asfalto espumado, es necesario optimizar las características de espumado del cemento asfáltico que vaya a ser usado. Ello se logra midiendo la relación de expansión y la vida media de las espumas elaboradas, bajo diferentes condiciones de temperatura, presión de aire y concentración de agua.

Algunas veces, puede ser necesario al uso de aditivos para contrarrestar el efecto deletéreo de siliconas presentes en el asfalto y causantes de características pobres de espumado, en el mismo.

Tanto la relación de expansión como la vida media de las espumas se evalúan a temperaturas en el rango 140°C a 180°C, presiones de aire entre 1 y 5 bares (1 bar = 14.5 psi) y concentraciones de agua desde el 1% al 4% usando incrementos del 0.5%.

WWW.LITECSA.C

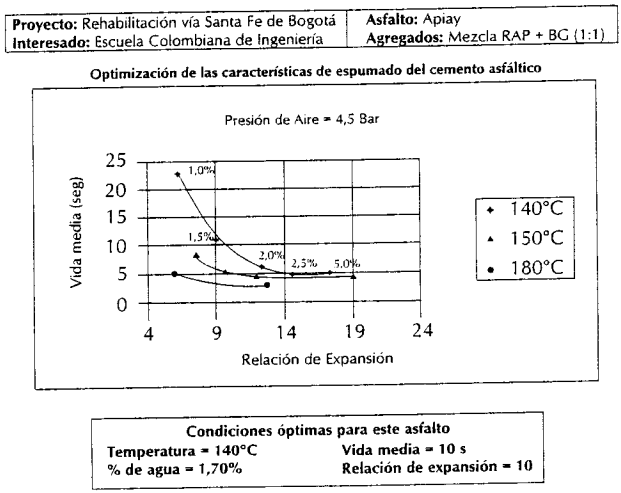
En la referencia[3] se presenta un ejemplo que permite observar la optimización de las características de espumado en una gráfica que relaciona, la vida media, la relación de expansión y el contenido de agua, para unas condiciones de presión de aire y temperatura (ver figura 13.2)

Una vez que la relación agua-asfalto ha sido determinada, un volumen predeterminado del asfalto espumado se descarga directamente sobre una muestra de agregado, mientras éste esta siendo agitado en la mezcladora del laboratorio. Normalmente se producen 5 muestras de esta manera, con variaciones en el contenido de asfalto. Antes de la adición del asfalto espumado, el material es llevado a su óptimo contenido de humedad. Si hay necesidad de cal, ésta se adiciona en este estado.

Briquetas tipo Marshall se elaboran de cada una de las muestras, aplicando 75 golpes por cara. En algunos países como Australia, el compactador giratorio es usado en lugar del martillo Marshall. Las briquetas son curadas en sus moldes durante 24 horas a temperatura ambiente. Luego son extraídas de los moldes y curadas en un horno de aspiración forzada por 72 horas, a temperatura de 60°C.

El contenido óptimo del aglutinante está basado en el volumen y en el diseño de las curvas de estabilidad Marshall, como en las mezclas con asfalto caliente,

Figura 13.2
Ejemplo de diseño



[3] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

COM.EC 2587713

excepto por que las briquetas no son sumergidas a una elevada temperatura antes del ensayo de estabilidad. En lugar de ello, se chequea la susceptibilidad de la mezcla a la humedad con varios contenidos de aglutinante llevando a cabo ensayos adicionales de la estabilidad Marshall en muestras dejadas al vacío. Ensayos de resistencia a la tracción indirecta en muestras sin sumergir y sumergidas, también pueden ser usados como una manera adicional de evaluación de la mezcla con diferentes contenidos de aglutinante.

Ensayos adicionales de las propiedades mecánicas de las mezclas, especialmente módulos resilientes y creep dinámico pueden ser llevados a cabo en réplicas de las muestras.

13.7 CONDICIONES DE CURADO

Otro aspecto relevante a ser tenido en cuenta en la tecnología de los asfaltos espumados, es el curado de las mezclas y el efecto de las condiciones del mismo, sobre las propiedades mecánicas del material tratado.

El curado es el proceso mediante el cual la mezcla del agregado con asfalto espumado gana gradualmente resistencia con el tiempo, mientras se presenta la reducción en el contenido de humedad. La temperatura del curado, su duración y por lo tanto las condiciones de humedad, afectan severamente la resistencia de las mezclas con asfalto espumado.

De manera similar a lo que sucede con las mezclas en frío, elaboradas con emulsiones asfálticas, las mezclas con asfalto espumado desarrollan su resistencia con el tiempo, aunque se requiere un periodo relativamente menor para alcanzar su resistencia final.

Ruckel y otros[2] proponen los procedimientos del curado que se muestran en la Tabla 13.2, con el objeto de reproducir en el laboratorio las condiciones de humedad y así mismo de resistencia obtenida de material tratado en obra, a diferentes edades: corto, mediano y largo plazo.

En un gran número de trabajos e investigaciones se ha adoptado el procedimiento de curado de las mezclas propuesto por Bowering (1970), consistente en el secado de las muestras en horno a 60°C durante 3 días. Algunos autores consideran que esta temperatura, por el hecho de ser superior a la temperatura correspondiente a la del punto de ablandamiento del cemento asfáltico, puede generar cambios en su dispersión y un posible envejecimiento del mismo.

---

[2] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

WWW.LITECSA.C

Tabla 13. 2
Procedimientos propuestos para el curado de las mezclas[2]

Término	Corto plazo	Mediano plazo	Largo plazo
Duración en Laboratorio	24 horas	48 horas	96 horas
Condición Curado	Dentro de los moldes	24 h dentro de los moldes y 24 h fuera de los moldes.	24 h dentro de los moldes y 72 h fuera de los moldes
Temperatura	Ambiente	40°C	40°C
Similitud con la obra - Duración después de extendida la capa - Condición climática	 - 1 día - Seca	 - 7 a 14 días - Seca	 - 30 días - Seca

13.8 CONSTRUCCIÓN DE VÍAS CON ASFALTO ESPUMADO

Hay dos métodos comunes en el tratamiento de materiales con asfalto espumado. El material puede ser tratado en el sitio usando una máquina recicladora, como la que se presenta en la figura 13.3 o puede ser pasado a

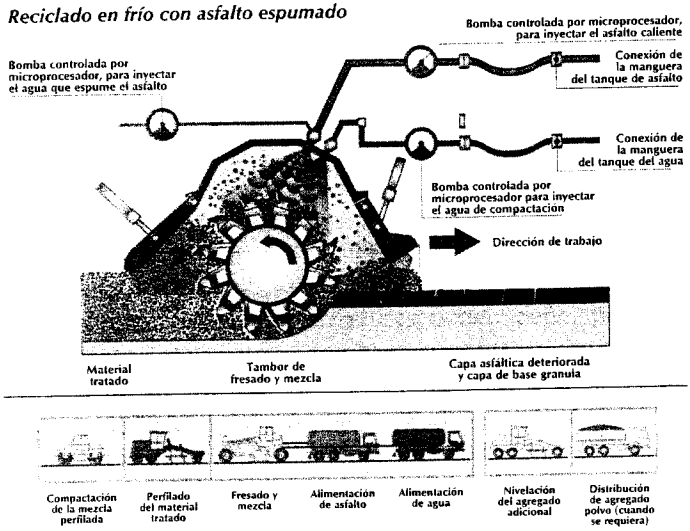


Figura 13.3

[2] Los números en superíndice indican la respectiva referencia bibliográfica al final del capítulo.

COM.EC 2587713

través de una planta mezcladora estacionaria, como la mezcladora de caída libre desarrollada por Nodest Vei en Noruega. Cada proyecto tiene sus méritos particulares como sus métodos más apropiados, pero para un trabajo de rehabilitación, el tratamiento en el sitio por reciclaje es generalmente más efectivo en su costo. El doble manejo de material, unido con el costo del acarreo tiende a limitar la aplicación de las plantas estacionarias a la nueva construcción o las operaciones especializadas.

13.9 LAS ECONOMÍAS DEL ASFALTO ESPUMADO

El proceso del asfalto espumado ha mostrado ser una manera favorablemente económica de mezclar el asfalto con los agregados. No hay costo por el calentamiento del agregado, el cual es significativo en el costo de producción del asfalto. No hay ningún costo de manufactura, lo cual hace a la emulsión asfáltica relativamente costosa. El proceso de asfalto espumado emplea solamente asfalto en un grado de penetración constante, y agua.

13.10 RECICLAJE CON ASFALTO ESPUMADO

Cuando se considera como alternativa el uso de asfalto espumado como agente estabilizador para rehabilitación de vías, se deben tener en cuenta 3 aspectos importantes:

1. Espesor requerido de la capa de material por estabilizar
2. Determinar si el material a ser reciclado es adecuado para estabilizar con asfalto espumado.
3. Definición de la cantidad de asfalto espumado que debe ser adicionado para estabilizar el material.

Espesor de capas

El espesor requerido de las capas individuales que constituyen el pavimento es normalmente determinado por ingenieros especializados en diseño de pavimentos. El proceso de diseño para la rehabilitación de las vías por medio de reciclaje, requiere análisis detallados de la estructura del pavimento existente, una apreciación de carga de tráfico actual y futuro, y un conocimiento de los materiales que constituyen las capas superiores del pavimento existente. Con está información, es posible moldear varias estructuras de pavimento y determinar cuál ofrece la solución "óptima".

WWW.LITECSA.C

No obstante, a menudo es posible "comparar diseños" como un primer paso para determinar si un tipo específico de proceso (como reciclar con asfalto espumado) es posible. Para hacer esto es esencial tener un diseño de pavimento ya especificado para comparar una alternativa.

Como guía muy aproximada, las siguientes "equivalencias" del espesor de la capa, pueden ser usadas para determinar el potencial de usar una capa de asfalto espumado estabilizado:

Base asfáltica	1 : 0.8
Capas estabilizadas de cemento	1 : 2
Capas estabilizadas de emulsión de asfalto	1 : 1

Este ejercicio sólo suministrará una indicación de si un pavimento alternativo usando asfalto espumado como agente estabilizador es potencialmente una alternativa viable.

Adaptabilidad del material

Como indicador inicial, la fracción de finos de un material, suministrará una respuesta inmediata a su adaptabilidad para estabilizar con asfalto espumado. Si el porcentaje de la muestra de un material que sobrepasa el tamiz de 0.075mm se ubica entre el 5% y el 15%, entonces el material es el más adaptable para mezclar con asfalto espumado.

No obstante, es importante sobrellevar tal análisis de tamiz con un entendimiento del proceso de reciclaje. La preparación de la muestra es lo más importante como el proceso de reciclaje tiende a "pulverizar" el del material existente, la muestra preparada en el laboratorio debe, por consiguiente, emular el producto de tal proceso. También, la muestra debe ser hecha usando las proporciones correctas de los diferentes materiales que constituyen el pavimento existente. Esto implica la necesidad de conocer la profundidad de reciclaje, o la consideración de varias opciones de profundidad.

Dosificación del asfalto espumado

La cantidad de asfalto espumado a ser adicionado al material reciclado para adquirir la resistencia requerida, sólo puede ser determinada estableciendo un proceso de laboratorio de diseño de mezcla. Esto vincula muestras

COM.EC 2587713

preparadas de mezclas con diferentes cantidades de asfalto espumado (típicamente 2%, 3%, 4%, etc. por masa), fabricando briquetas y luego determinando su resistencia relativa.

Referencias Bibliográficas

1. BOWERING R. H. and MARTÍN C.L. "Foamed Bitumen. Production and Application of Mixtures. Evaluation and Performance of Pavements". Asphalt Paving Technology. Proceedings Association of Asphalt Paving. Technical Sessions, New Orleans, Lousiana. 1976. Volumen 45.

2. A.A LONDON & PARTNERS. Consulting Engineers. South Africa. "Rehabilitation of Distressed Pavements. Recomended Pavement Design. Procedures for Deep Recycling. 1996.

3. CAMPAGNOLI M., Sandra X. "Propuesta de un Método para el Diseño de Mezclas de Agregado y Asfalto Espumado". Primeras Jornadas Internacionales de Asfalto. Corasfaltos. 1997.

4. FIZA LTDA. " Reciclaje con Asfalto Espumoso"

5. A.A LONDON & PARTHERS. Consulting Engineers. "Cold Deep in place recycling". Technical Recomendations and Application Specifications. 1995.

6. WIRTGEN. "Reciclado en Frío in situ. Un método de Construcción Económico y Ecológico". Windhagen. 1992

WWW.LITECSA.C

CAPITULO 14

MEZCLAS ASFÁLTICAS DRENANTES

14.1 DEFINICIÓN

Las mezclas asfálticas drenantes pueden definirse como aquellas mezclas bituminosas cuyo contenido de vacíos es suficientemente alto para permitir que a su través se filtre el agua de lluvia con rapidez y pueda ser evacuada hacia las bermas , cunetas u otros elementos de drenaje, evitando su permanencia en la superficie de la capa de rodadura, incluso bajo precipitaciones intensas y prolongadas.

Habitualmente se admite que para que una mezcla pueda considerarse drenante debe tener un contenido inicial de vacíos del 16%. Este límite establecido, 16%, puede parecer arbitrario. Realmente con valores inferiores de porosidad las mezclas pueden tener una capacidad drenante apreciable. Sin embargo, para que esta capacidad se mantenga durante un período de tiempo razonable, es necesario fijar un límite mínimo de partida. Este límite cambia según distintos criterios pero casi todos ellos pueden englobarse dentro del correspondiente al 16%. Ello no supone que las distintas normativas se conformen con este porcentaje. Lo aconsejable es partir de una porosidad mayor.

Las mezclas drenantes pueden construirse tanto en caliente como en frío, empleando como ligantes los asfaltos puros o las emulsiones asfálticas modificadas o no. De hecho, las mezclas en frío fabricadas tradicionalmente en España, con un contenido nulo o casi nulo de arena, son drenantes en sentido

COM.EC 2587713

estricto con porcentajes de vacíos presente en la mezcla asfáltica del orden del 25%. Sin embargo, la técnica de las mezclas drenantes ha adquirido un auge espectacular en los últimos años debido al avance de sistemas de diseño e instalación en obra como mezcla bituminosa en caliente, y a ello se refiere este capítulo.

14.2 HISTORIA

Las mezclas drenantes en caliente fueron inicialmente desarrolladas en los E.E.U.U., donde se empleaban como capas de pequeño espesor (2,5 cm. aprox.) con el objeto de renovar la textura superficial de pavimentos deslizantes y/o exudados. Este empleo no suponía, sin embargo, un aprovechamiento integral de sus posibilidades y no se tenía en cuenta, al menos de una forma específica, la mejora que para la comodidad y seguridad de la conducción supone su capacidad drenante.

En Europa, el primer país en estudiar con profundidad este tipo de mezclas fue España. El objetivo inicial que se busco con estas mezclas fue mejorar las condiciones de circulación de los vehículos en situaciones de lluvia.

Como es bien sabido, la presencia de agua sobre el pavimento dificulta el contacto del neumático con la superficie del pavimento, dando lugar a que se produzcan con mayor facilidad ocasiones para el deslizamiento y vuelco de los vehículos.

Los estudios que se han realizado fueron enfocados al desarrollo de una metodología de diseño y control, en estos intervinieron tanto la Dirección General de Carreteras como la Universidad y las Empresas Privadas de España, se iniciaron en los años 80 en la provincia de Santander y fueron dirigidos por la Escuela Técnica de Ingenieros de Caminos de Santander. Como resultado de estos estudios se normalizaron los siguientes ensayos:

- Determinación de la pérdida por desgaste de mezclas asfálticas mediante el empleo de la máquina de Los Ángeles (Ensayo Cántabro).
- Determinación de la permeabilidad in situ mediante el empleo del permeámetro L.C.S.

Basándose en algunos ensayos tradicionales y los nuevos ensayos, se normalizó el diseño, fabricación, construcción y control de mezclas asfálticas drenantes en caliente.

Además de esto se realizaron una serie de tramos experimentales en los que se analizaron distintos tipos de ligantes, convencionales y modificados por la

WWW.LITECSA.C

adición de elastómeros, distintos tipos de granulometrías, de espesores, etc. A todos estos tramos se les ha realizado durante 10 años un seguimiento para analizar la evolución de sus parámetros básicos y su durabilidad.

Desde el año de 1985 se empezaron a ejecutar obras no experimentales en carreteras españolas. En 1986 se iniciaron obras con mezclas asfálticas drenantes y a finales de 1990 ya existían unos 10.000.000 m^2 de pavimentos drenantes. En el resto de Europa las mezclas drenantes han tenido una extraordinaria acogida, un movimiento técnico importante se ha generalizado en todos los países que han incorporado está técnica a sus manuales de diseño de pavimentos.

Diseño de la mezcla drenante

La elaboración de una mezcla drenante implica el empleo de una composición granulométrica muy diferente a la de las mezclas tradicionales, tipo concreto asfáltico. En éstas el contenido de arena suele ser muy elevado , generalmente comprendido en un 35 y un 60%, y como consecuencia de ello, la resistencia de la mezcla, está basada principalmente en la cohesión proporcionada por el mortero bituminoso. El rozamiento interno de la mezcla únicamente, se moviliza frente a altas solicitaciones, mantenidas en el tiempo.

En las mezclas drenantes para poder obtener un contenido en vacíos elevado, es necesario modificar la proporción agregado grueso / agregado fino de tal forma que, en general el conocimiento de arena suele ser inferior al 20%. Debido a ello, la capacidad de resistencia de la mezcla no puede basarse en la cohesión, puesto que falta mortero, sino en el razonamiento interno.

Esta falta de cohesión hace que la mezcla sea bastante crítica ante ciertos esfuerzos del tráfico, especialmente los de tipo tangencial, que provocan fenómenos de disgregación. Para poder conjugar una buena porosidad con una buena resistencia a la disgregación, es necesario realizar un diseño cuidadoso de la mezcla, eligiendo con detalle los distintos componentes, sus proporciones, y utilizando los distintos ensayos puestos a punto.

Componentes

Como en el resto de las mezclas bituminosas, los componentes básicos de las mezclas drenantes son los agregados y el ligante bituminoso. En ocasiones, a estos componentes básicos se añaden otro tipo de productos, denominados aditivos, con los que se pretende mejorar alguna de las características de la mezcla: adhesividad, superficie específica, etc. En particular, determinadas

COM.EC 2587713

empresas suelen emplear fibras para permitir aumentar el contenido y la calidad del mástico fíller, asfalto.

Frecuentemente cuando se buscan mezclas con un contenido de vacíos inicial superior al 20%, se emplean ligantes modificados mediante el uso de distintos tipos de polímeros.

Agregados

Los agregados para mezclas drenantes deben reunir unas características similares a las exigidas para otros tipos de mezclas tradicionales. Cuando, la mezcla drenante vaya a ser empleada como capa de rodadura, la normativa española exige que se cumplan las siguientes condiciones:

1. Agregado grueso (retenido por el tamiz de 2,5 mm.):

   a). La proporción mínima (% en masa) de partículas con 2 o más caras de fractura, será superior a 75 en cualquier caso, y para tráfico pesado, incluso se exige un 100%.

   b). El coeficiente mínimo de desgaste Los Angeles, será inferior a 20.

   c). El coeficiente mínimo de pulido acelerado, será superior a 0,40 en todos los casos, y para los tráficos más pesados, será superior a 0,45.

   d). El coeficiente de lajas, será inferior a 25.

   e). El coeficiente de limpieza será inferior al 0,5 % en masa.

2. Agregado fino (pasa el tamiz 2,5 mm. y es retenido por el de 0,80 mm):

   a). La proporción máxima de arena natural en la mezcla será del 25% para los tráficos ligeros, del 15% para el tráfico intermedio, y del 10% para los tráficos pesados.

   b). El coeficiente de desgaste de Los Angeles debe cumplir las mismas condiciones que el agregado grueso.

3. Polvo mineral (filler: pasa por el tamiz de 0,08 mm.)

   a). La densidad aparente del polvo mineral, deberá estar comprendida entre 0,5 y 0,8 gr/cm^3

   b). El coeficiente de emulsibilidad será inferior a 0,6.

WWW.LITECSA.C

c). Únicamente se permitirá el empleo de polvo mineral de recuperación para los tráficos ligeros. Para los tráficos medios y pesados, el polvo mineral será de aportación.

Todas estas recomendaciones se cumplen de manera general en las mezclas bituminosas drenantes fabricadas en España. Unicamente puede citarse como excepción la del empleo de finos de procedencia caliza, con desgaste de Los Angeles superiores a 20, en aquellas zonas en las que los agregados disponibles tienen una mala adhesividad con los ligantes bituminosos.

La composición granulométrica, agregado grueso, agregado fino y polvo de aportación, deberá ser tal que la curva resultado esté encajada dentro de alguno de los usos siguientes:

Tabla 14.1

Tamiz (mm.)	P-12	PA-12
20	100	100
12,5	75 - 100	70 - 100
10	60 - 90	50 - 80
5	32 - 50	15 - 30
2,5	10 - 18	10 - 22
0,63	6 - 12	6 - 13
0,08	3 - 6	3 - 6

En la práctica habitual, se busca que la curva granulométrica se encaje en el huso PA - 12 con el que se obtienen mezclas de mayor porosidad.

Por otro lado, en la mayor parte de los casos las mezclas bituminosas se emplean en capas de 4 cm. de espesor y, por ello, el tamaño máximo de agregado utilizado suele ser el menor de los admitidos por el huso, es decir, 12,5 mm. Unicamente cuando se fabrican mezclas para ser empleadas en capas de 5 ó 6 cm. de espesor se recurre al empleo de agregados de hasta 20 mm. de tamaño máximo.

Ligante bituminoso

La normativa española especifica el empleo de asfaltos de penetración 60/70 para las zonas cálidas y tráfico pesado, y de penetración 80/100 para las zonas templadas o tráficos ligeros.

COM.EC 2587713

Sin embargo, como ya se ha indicado, el empleo de asfaltos modificados por adición de polímeros está enormemente extendido tanto en España como en Europa. En particular, en España más de la mitad de las mezclas bituminosas porosas ejecutadas hasta finales del año 90, se han fabricado con estos betunes modificados.

En general, la modificación del betún por adición de polímeros supone una mejora de las características propias del ligante. Suele aumentarse de forma sensible el intervalo de temperaturas comprendido entre el punto de fragilidad Fraass y el punto de reblandecimiento (Anillo y Bola), así como el índice de penetración. Es decir, se mejora el comportamiento reológico del ligante. También suele ser habitual que se mejore la adhesividad y la cohesión intrínseca. Cuando el polímero empleado es del tipo elastómero, por ejemplo, un SBS, también se le puede apreciar en el asfalto modificado un cierto comportamiento elástico inexistente en los asfaltos convencionales.

Tabla 14.2
Características del asfalto modificado para mezclas drenantes

Asfalto original	
- Penetración (25°C, 100 g, 5 s) (0,1 mm.)	55 -70
- Punto de reblandecimiento (A y B) (°C)	>58
- Punto de fragilidad Fraass (°C)	<-10
- Ductilidad (5°C, 5 cm/min.) (cm)	>4
- Flotador (60ºC) (s.)	>700
- Estabilidad al almacenamiento: . Diferencia punto reblandecimiento (°C) . Diferencia penetración (25°C) (0,1 mm.)	 <5 <10
- Recuperación elástica (25°C, torsión) (%)	>15
- Contenido en agua (en volumen) (%)	<0,2
- Punto de inflamación (v/a) (°C)	>235
- Densidad relativa (25°C/25ºC) (g/cm³)	>1,0
Residuo después de película fina	
- Variación de masa (%)	<1,0
- Penetración (25% C, 100 g, 5 s) (% p.o)	>65
- Variación del punto de reblandecimiento (°C).	-5/+10
- Ductilidad (5°C, 5 cm /mín) (cm.)	>2

WWW.LITECSA.C

Procedimiento de diseño de la mezcla

El proceso de dosificación de la mezcla drenante sigue un camino diferente del habitualmente empleado para otras mezclas bituminosas. Así, mientras que para las mezclas del tipo hormigón asfáltico en España se sigue el criterio de dosificación Marshall, para las mezclas drenantes, tanto en España como en otros países europeos que han adoptado el sistema desarrollado por la Universidad de Santander, se sigue el denominado Método Cántabro.

El Ensayo Cántabro consiste en la determinación del valor de la pérdida por desgaste de una probeta de mezcla bituminosa empleando la máquina de Los Angeles sin carga. El procedimiento seguido es el siguiente:

- Con la composición granulométrica definida, se preparan, para cada contenido de ligante un mínimo de 4 probetas.
- Las distintas fracciones de agregados se secan en estufa hasta peso constante a una temperatura de 105 a 110°C.
- El Asfalto empleado se caliente hasta una temperatura tal que su viscosidad permita una buena envuelta sin que se produzca el escurrimiento.
- Las probetas se fabrican con una calidad de agregados de 1.000 gr. Y el resto del proceso se sigue el mismo que para el procedimiento Marshall.
- La compactación de la mezcla se realiza empleando los moldes y el martillo Marshall, pero dando a cada probeta un total de 50 golpes por cara.
- Sobre la probeta fabricada se realizan ensayos de densidad y vacíos siguiendo un procedimiento geométrico.
- Después de pesar las probetas, se someten en el bombo de Los Angeles, sin carga abrasiva, (bolas), a 300 vueltas. La temperatura del ensayo deberá ser de 18 ± 1°C o de 25 ± 1°C.
- Después de las 300 vueltas se pesa la probeta y se calcula la pérdida de peso en porcentaje respecto del inicial que ha sufrido.

Este valor de la pérdida de peso es el que sirve de referencia para la dosificación de la mezcla. Es importante señalar junto con la pérdida de peso, la temperatura a la que se ha efectuado, puesto que ésta influye de manera decisiva en el resultado.

Aunque no está especificado de manera taxativa en la normativa española, suele ser práctica habitual realizar paralelamente un ensayo de pérdida por desgaste sobre probetas que han estado sumergidas en agua durante 4 días

COM.EC 2587713

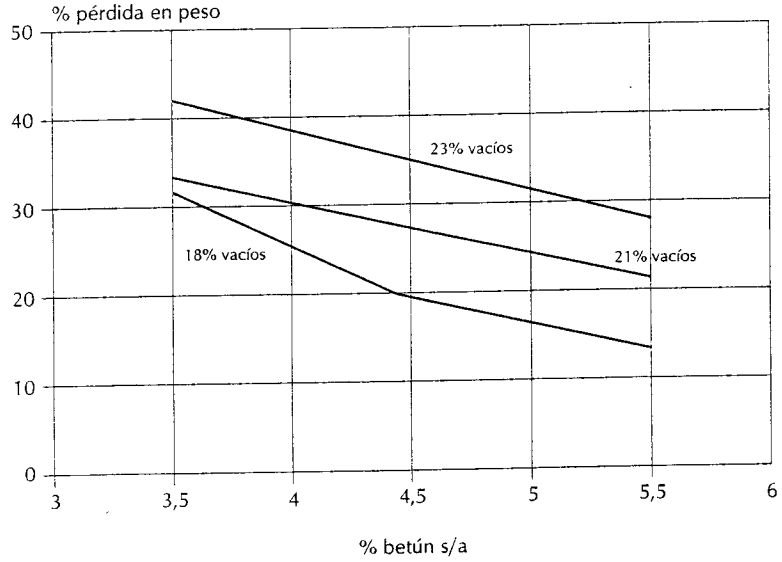


Figura 14.1 - Pérdida por desgaste en el ensayo Cántabro.

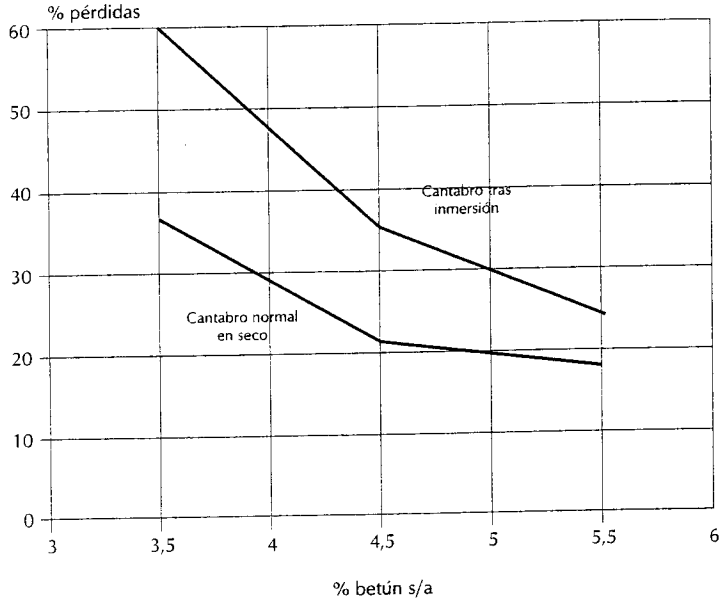


Figura 14.2 – Pérdida por desgaste en el ensayo Cántabro (betún normal).

WWW.LITECSA.C

a 49°C. De está manera se puede conocer el efecto del agua sobre la cohesión y resistencia de la mezcla drenante.

La normativa española actual establece que la pérdida por desgaste en el ensayo Cántabro a 25°C debe ser inferior al 25% en peso. Además, el contenido de vacíos, determinado midiendo con calibrador las dimensiones de las probetas preparadas según la normal NLT-159/86, deberá ser superior al 20%.

Con estos criterios es relativamente sencillo establecer cual debe ser el contenido mínimo de ligante de la mezcla drenante. En ocasiones, con los asfaltos de penetración convencionales, suele ser difícil encajar una composición granulométrica y un contenido de ligante tales que se cumplan las dos condiciones exigidas: vacíos y pérdida por desgaste. Por ello, es habitual como se ha indicado, buscar una mejora de la resistencia de la mezcla, y, por consiguiente, una menor pérdida por desgaste, empleando betunes modificados.

La realización del ensayo de pérdida por desgaste tras inmersión es muy recomendable puesto que permite simular el efecto que va ha producir la presencia de agua en todo el espesor de la mezcla durante la vida de servicio de esta. Además, permite detectar posibles problemas de mala adhesividad pasiva agregado - ligante, posibles problemas de mala calidad de los fílleres, etc., además de constituir una garantía de seguridad para el futuro comportamiento de la mezcla en la carretera.

Respecto al criterio de vacíos la normativa Española en su última revisión, ha aumentado el contenido mínimo de vacíos del 18 al 20%, admitiendo con ello la necesidad de que el contenido de vacíos de la mezcla sea el mayor posible en el momento inicial. En este sentido, conviene indicar que las investigaciones seguidas en estos momentos en algunos laboratorios indican que mediante la optimización de formulaciones de Asfalto polímero, es posible superar sin problemas el límite del 25% de vacíos en mezcla manteniendo la pérdida por desgaste en el Ensayo Cántabro por debajo del 25% incluso tras inmersión.

Fabricación y puesta en obra

La fabricación y puesta en obra de mezclas drenantes se realiza de forma similar a la de las mezclas en caliente del tipo hormigón asfáltico.

El tipo de plantas de fabricación a utilizar pueden ser tanto continuas como discontinuas, sin o con cribado y dosificación de agregados en caliente. En estas últimas, se debe estar especialmente atento a todo lo que se refiere al cribado y almacenamiento de agregados en caliente. El problema más impor-

COM.EC 2587713

tante se produce debido a las distintas proporciones de agregado grueso y arena que estas mezclas tienen respecto de las convencionales.

Lo más conveniente es modificar el tamizado de las diversas mallas para adaptarla a las proporciones de agregado grueso (un 85% aprox.) y arena.

Debe tenerse en cuenta las temperaturas de fabricación, puesto que si se calienta excesivamente en la mezcla pueden presentarse escurrimientos del ligante durante su transporte, debido al alto contenido en vacíos, de este tipo de mezclas.

Lo anterior se agrava durante los tiempos de transporte prolongados debido a que a mayor distancia de transporte, mayor temperatura de salida de la mezcla, esto con el fin de asegurar que la temperatura de extensión y compactación sea adecuada.

Las mezclas drenantes deben emplearse sobre bases asfálticas completamente impermeables y buenas especificaciones planimétricas, geométricas y de drenaje, para evitar la infiltración del agua hacia las capas inferiores o la acumulación de la misma dentro de la carpeta. Además, el riego de adherencia o de liga debe de cuidarse de manera especial para conseguir una excelente unión con la capa de base; por ser mezcla drenante y presentar un alto porcentaje de vacíos de la superficie de contacto entre las capas de base y rodadura es menor, conviene aumentar el porcentaje de riego de adherencia.

En cuanto al tratamiento de las juntas en una mezcla drenante no es conveniente cortarlas, porque en el proceso de corte se produce el cierre de los vacíos de la mezcla, obstaculizándose la circulación del agua a través de la capa.

Referente a la compactación, lo recomendable es utilizar únicamente compactadores lisos metálicos, tipo Tándem ó Triciclo, de 10t., con estas se ha comprobado que se consigue una compactación adecuada; estos rodillos deberán ir compactando en forma continua una vez la extendedora ha extendido el material. Para determinar el número de pasadas se debe determinar en un tramo experimental, este número esta comprendido entre 3 ó 5. Al utilizar compactadores de neumáticos se produce el pegado de las gravillas incluso utilizando anti-adherentes, como consecuencia se presenta un mala terminación en la superficie de la vía, por lo tanto no son aconsejables.

Para realizar un óptimo control de calidad, además de los controles habituales de todas las mezclas (granulometría, contenido de ligante, etc.) con este tipo de mezclas drenantes se debe comprobar que no se han producido escurrimientos de ligante durante el transporte y que al terminar el proceso de compactación la permeabilidad obtenida está de acuerdo a la prevista en el diseño de la mezcla.

WWW.LITECSA.C

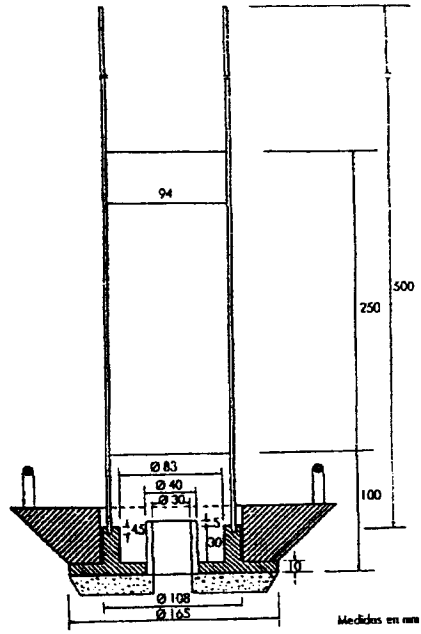


Figura 14.3 Permeámetro L.C.S.

Otro aspecto fundamental es el que se refiere a las temperaturas de fabricación. En este tipo de mezclas si se calienta excesivamente se corre el riesgo durante la operación de transporte de que se produzcan escurrimientos del ligante, debido al alto contenido en vacíos de la mezcla. Este problema se agrava, como es lógico, en el caso de los asfaltos convencionales por su menor viscosidad y, sobre todo, en aquellas obras en las que los tiempos de transporte son prolongados.

Este último factor suele ser determinante, ya que a mayor distancia de transporte, mayor temperatura de salida de la mezcla para asegurar que la temperatura de extensión y compactación sea adecuada, y, por tanto, a la salida de la fabricación el ligante tendrá una menor viscosidad, lo que unido a un mayor tiempo en los camiones aumenta el riesgo de escurrimiento.

Cuando se produce este fenómeno, puede observarse sin dificultad por la presencia en la caja de los camiones de una película más o menos gruesa de ligante. La existencia de escurrimiento de ligante en la mezcla provoca subdosificaciones de ligante en algunas zonas, lo que se traducirá en mala resistencia de la mezcla, con posibles peladuras y pérdida de gravillas, y en cualquier caso, con una disminución de la durabilidad de la mezcla.

COM.EC 2587713

En relación con la puesta en obra, es preciso señalar 3 diferencias respecto de las mezclas convencionales. La primera de ellas hace referencia al soporte y al riego de adherencia. Como es lógico, las mezclas drenantes deben emplearse sobre soportes impermeables y de buena planimetría, para evitar la infiltración del agua hacia las capas inferiores o la acumulación del agua dentro del firme. Además, el riego de adherencia debe de cuidarse de manera especial para conseguir un buen anclaje con la capa soporte ya que en este caso la superficie de contacto entre las capas está disminuida por la presencia de los vacíos de la mezcla drenante.

Los riegos de adherencia, como consecuencia de todo ello, deben de realizarse con una dotación más alta de la habitual. Una práctica habitual es dejar una dotación de 500 gr/m² de ligante residual cuando el soporte es un firme antiguo de buenas condiciones. Si el soporte es una capa ejecutada recientemente, puede disminuirse esta dotación a 300gr/m² y si el soporte además de antiguo está envejecido y/o presenta alguna fisuración, conviene aumentarlo hasta los 700gr/m². El empleo para el riego de adherencia de emulsiones modificadas por adición de elastómeros es una práctica habitual en Europa y resulta bastante aconsejable.

La segunda diferencia hace referencia al tratamiento de las juntas. De manera general con las mezclas drenantes no es conveniente cortar juntas, sobre todo con la cortadora rotatoria, porque en el proceso de corte se produce el cierre de los vacíos de la mezcla, y, como consecuencia, se obstaculiza la circulación del agua a través de la capa. Cuando sea posible, convendrá extender la mezcla en todo el ancho previsto de una sola pasada. En caso contrario, deberá evitarse que el tráfico pise la junta. Para las extensiones paralelas posteriores es conveniente que la extendedora disponga de un calentador lateral de infrarrojos que permite calentar unos centímetros de la mezcla extendida en primer lugar. Con ello, y una adecuada compactación, se puede obtener una junta longitudinal bien terminada.

Para el control rápido de la permeabilidad obtenida, se ha puesto a punto un permeámetro de carga variable, denominado L.C.S., de fácil manejo. Con este aparato se puede hacer un seguimiento prácticamente continuo de las permeabilidades en obra. La experiencia acumulada con este aparato ha permitido determinar unas curvas de correlación entre los datos proporcionados, el coeficiente de permeabilidad y el contenido de vacíos:

$$\ln K = 7{,}624 - 1{,}348 \ln T$$

$$\ln H = 4{,}071 - 0{,}305 \ln T$$

WWW.LITECSA.C

Donde:

K = coeficiente de permeabilidad en cm./s. 10^{-2}

H = porcentaje de vacíos en la mezcla

T = tiempo de evacuación en seg.

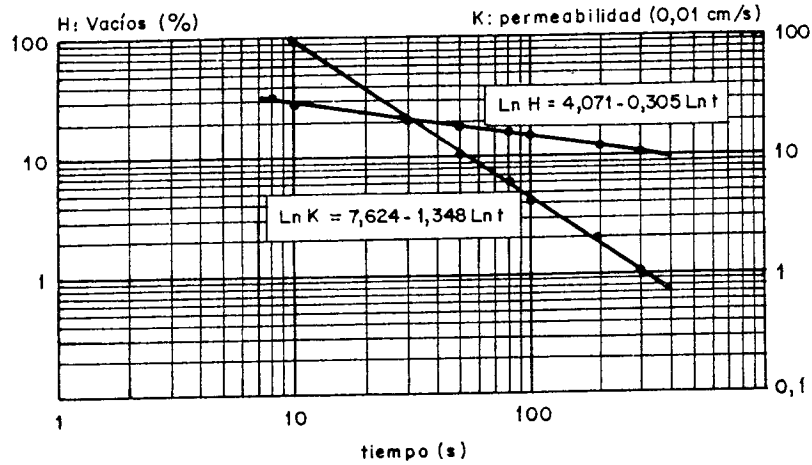


Figura 14.4 – Determinación de la permeabilidad in situ mediante permeámetro LCS.

También pueden efectuarse medidas de control de la macrorrugosidad (círculo de arena) y de la microrrugosidad (péndulo T.R.R.L.) y medidas del coeficiente de rozamiento transversal (SCRIM).

Todas estas medidas de control de las características de la mezcla pueden seguirse en el tiempo para analizar su evolución.

Características

Las mezclas bituminosas drenantes poseen una serie de características peculiares que hacen que su comportamiento sea muy diferente al de las mezclas impermeables convencionales. Estas diferencias hacen que las mezclas drenantes presenten una serie de ventajas, pero también que tengan algunas limitaciones.

COM.EC 2587713

Ventajas

- Mantiene una elevada resistencia al deslizamiento bajo lluvia y elimina o reduce considerablemente la posibilidad de que se produzca el fenómeno de hidroplaneo.
- Mantiene también una elevada resistencia al deslizamiento a altas velocidades.
- Reducción del agua proyectada por el paso de vehículos
- Mejora de la visibilidad con el pavimento mojado.
- Adecuado comportamiento mecánico.
- Pavimentos de rodadura cómoda y silenciosa.

Limitaciones

- Posible disminución de la vida útil respecto de una mezcla densa.
- Pérdida de porosidad en el tiempo.
- Menor resistencia a la acción de los disolventes y derivados del petróleo.
- Necesidad de un soporte adecuado.

Referencias Bibliográficas

1. BALTAZAR RUBIO, Guzmán. "Betunes asfálticos modificados". Madrid. XI Curso internacional de carreteras, firmes y pavimentos. Tomo 2. 1990.
2. BALDES, I. Alberto. "Mezclas bituminosas porosas". Madrid. XI Curso internacional de carreteras, firmes y pavimentos. Tomo 1. 1990.
3. MORILLO ROCHA, Diego. "Reflexiones sobre la utilización en España de algunas mezclas drenantes". Madrid. Revista Rutas de la Asociación Técnica de Carreteras No. 52. Enero-febrero, 1995.
4. IBAÑEZ BOSCH, Manuel. "Encuesta de opinión sobre pavimentos drenantes". Madrid. Revista Rutas de la Asociación Técnica de Carreteras No. 53. Marzo-abril, 1995.
5. JUYAR MORA, Germán y PÉREZ CELY, Gabriel. "Comparación de mezclas asfálticas drenantes fabricadas con asfalto modificados y sin modificar. Trabajo de grado. Universidad Militar "Nueva Granada, 1997."

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 15

SUPERPAVE

15.1 INTRODUCCIÓN

El programa Estratégico de Investigación de Carreteras (Strategic Highway Research, Program, SHRP) fue un proyecto desarrollado en los E.E.U.U a partir de 1987. Su costo total está alrededor de US$150 millones, de los cuales US$50 millones fueron invertidos en el desarrollo de nuevas especificaciones para ligantes en mezclas asfálticas, las cuales presentan un sistema mejorado para la caracterización de materiales (ligante y agregados), y el análisis y diseño de mezclas que tomen en consideración su comportamiento en campo.

Estas nuevas especificaciones que conforman el sistema SUPERPAVE (SUperior PERforming Asphalt PAVEment), incorpora el comportamiento en servicio de los pavimentos basado en los principios básicos de ingeniería de materiales e incluye, además, nuevos equipos de ensayo, metodologías y criterios de interpretación.

En este capítulo se presenta una muy breve exposición sobre los resultados y aplicaciones del programa SUPERPAVE.

15.2 NUEVOS CRITERIOS SUPERPAVE PARA LIGANTES ASFÁLTICOS

El sistema SUPERPAVE se apoya en los principios básicos de comportamiento de los asfaltos, reconociendo que este depende de la temperatura y tiempo

COM.EC 2587713

de carga. A altas temperaturas (climas cálidos) o bajo cargas sostenidas (camiones a baja velocidad) el asfalto se comporta como un líquido viscoso y fluye quedando expuesto a deformación permanente. A bajas temperaturas (próximas a la congelación) o corto tiempo de aplicación de carga (camiones a alta velocidad) el asfalto se comporta como un sólido elástico y por lo tanto propenso a agrietamientos.

Otras características importantes de los asfaltos son los procesos de oxidación y volatilización. El primero de ellos se produce por la reacción de las moléculas orgánicas presentes en el asfalto con el oxígeno del medio ambiente y el segundo por la evaporación de los componentes livianos del ligante. Estas reacciones cambian tanto la estructura (la rigidiza) como la composición química de los asfaltos y producen un proceso de envejecimiento (endurecimiento) del mismo. Este proceso de envejecimiento ocurre lentamente en el pavimento y se acelera en climas cálidos.

Tanto el envejecimiento por oxidación como por volatilización ocurren durante el mezclado en planta y el proceso constructivo del pavimento, debido a que estas operaciones se efectúan a altas temperaturas. Durante los años de servicio gran parte del envejecimiento es ocasionado por la oxidación de los asfaltos y no existe en la actualidad ningún ensayo que modele este proceso.

Los criterios actuales para caracterizar la consistencia de los asfaltos, se basan principalmente en viscosidad y/o penetración. Ambos ensayos se usan para medir el efecto de la temperatura en el comportamiento del asfalto. Aún cuando la viscosidad es un indicador fundamental del flujo, sólo suministra información para altas temperaturas (comportamiento viscoso), por lo que no es útil a bajas temperaturas (comportamiento elástico), lo que es necesario para completar la predicción del comportamiento, especialmente donde se presenta esta condición.

Para predecir este comportamiento de los pavimentos, SUPERPAVE concentró su investigación en tres problemas específicos que presentan los pavimentos:

- Deformación permanente
- Agrietamiento por fatiga
- Agrietamiento a baja temperatura

Estos problemas están directamente relacionados con el comportamiento del ligante asfáltico bajo diferentes condiciones de temperatura, presión y carga,

WWW.LITECSA.C

que cambian su estructura tanto física como química. Para el estudio de este comportamiento SUPERPAVE evaluó tres aspectos en particular:

1. Definir una estructura química de los asfaltos que muestre una relación con su comportamiento.
2. Modificar el ligante asfáltico para mejorar sus propiedades.
3. Especificaciones basadas en su comportamiento.

15.3 *MÉTODOS DE ENSAYO SUPERPAVE PARA ASFALTOS*

Reómetro dinámico de cizalla

Como el comportamiento de los betunes depende tanto del tiempo de carga como de la temperatura, un ensayo ideal para estos materiales debería tener en cuenta ambos parámetros.

Los reómetros dinámicos de cizalla, o DSRs, miden las propiedades reológicas (Módulo complejo de cizalla, ángulo de fase) a altas temperaturas.

El principio de funcionamiento es sencillo: el betún se empareda entre una placa fija y otra que gira hacia delante y hacia atrás como se muestra en la figura 15.1. La placa oscilante parte del punto A y se mueve hacia el punto B. Desde el punto B la placa oscilante retrocede, y pasa por el punto A en su recorrido hacia el punto C. Desde el punto C la placa vuelve al punto A. Este movimiento, de A a B y a C y vuelta a A se define como un ciclo.

La frecuencia de oscilación es simplemente el número de ciclos por unidad de tiempo. Un ciclo completo de oscilación en un segundo se denomina un Hercio (Hz). Por ejemplo, si el ciclo de oscilación mostrado en la figura 13.1 se ha producido en un segundo, la frecuencia seria de un ciclo por segundo ó 1 Hz. Si se hubiesen producido dos oscilaciones en un segundo, la frecuencia sería entonces de 2 Hz.

Otra forma de expresar la frecuencia de oscilación es la de la distancia circunferencial recorrida por la placa oscilante. La distancia circunferencial se expresa en radianes y un radián corresponde a unos 57 grados. En este caso, la frecuencia se define en radianes por segundo. Todos los ensayos dinámicos de corte que se han normalizado para betunes en el Superpave se realizan a una frecuencia de 10 radianes por segundo, lo que es igual a unos 1,59 Hz.

COM.EC 2587713

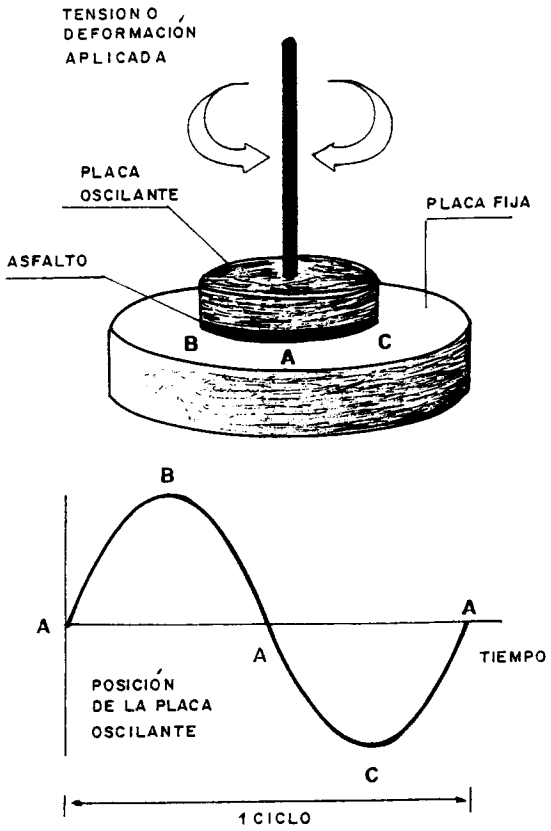


Figura 15.1 – Aspectos básicos del reómetro dinámico de corte.

Viscosímetro rotacional

En el nuevo sistema era necesario garantizar que los asfaltos especificados se pudiesen manejar y bombear en la refinería, terminal o planta de fabricación de mezclas bituminosas. Por tanto, se ha incluido en la especificación un ensayo de viscosidad en rotación para determinar la fluidez del asfalto con las elevadas temperaturas que se utilizan en estas instalaciones. Para disponer de espacio suficiente para los distintos tipos de asfalto a evaluar es necesario un viscosímetro rotacional de cilindros coaxiales como el especificado en la Norma ASTM D4402 "Viscosímetro de tubos capilares, los equipos rotacionales tienen mayores espacios entre los componentes y

WWW.LITECSA.C

por tanto pueden aplicarse a una gran variedad de asfaltos modificados y no modificados.

El viscosímetro rotacional se conecta a un controlador digital que se utiliza para calcular automáticamente la viscosidad a la temperatura de ensayo. El equipo también puede utilizarse para obtener diagramas viscosidad - temperatura que sirven para estimar las temperaturas de mezcla y compactación a utilizar en la dosificación de las mezclas bituminosas.

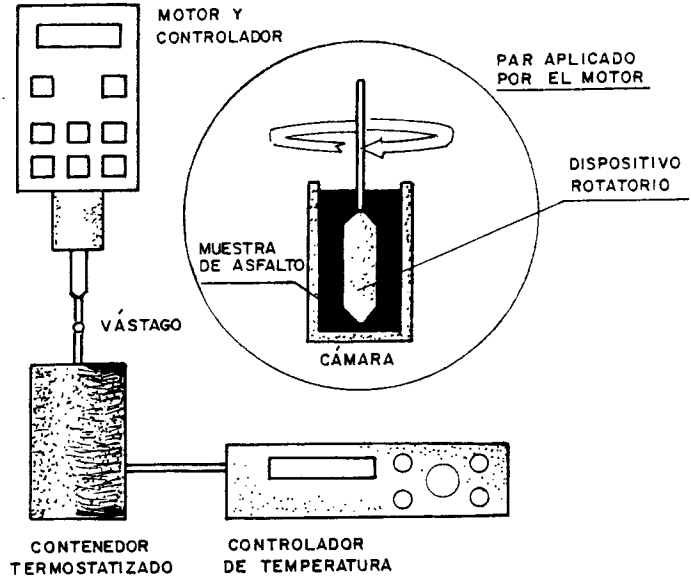


Figura 15.2 – Viscosímetro rotacional.

Reómetro de flexión sobre vigas

Los asfaltos son demasiado rígidos a bajas temperaturas, lo que hace que la mayoría de los reómetros dinámicos de corte que utilizan la geometría de placas paralelas (Figura 15.1) no puedan utilizarse de forma fiable en estas condiciones. Eso ha llevado al SHRP a desarrollar un nuevo ensayo que puede medir de forma precisa la rigidez y la velocidad de fluencia a temperaturas que representen las más bajas que puedan darse en el pavimento.

COM.EC 2587713

El reómetro de flexión sobre vigas, o BBR, es un equipo sencillo que mide la flecha (fluencia) bajo una carga constante a temperaturas que corresponden a las más bajas de servicio en el pavimento, para las que el asfalto actúa más bien como un sólido elástico. En la figura 15.3 se muestra el principio operativo de este equipo.

El ensayo consiste en cargar, con carga constante, durante cuatro minutos la vigueta de asfalto, y medir la flecha en el centro de la viga de forma continua durante los cuatro minutos, con lo que se calcula la rigidez en fluencia y la velocidad de fluencia "m".

Los ensayos de corte dinámico y de flexión en viga proporcionan información sobre la rigidez de los asfaltos en un gran rango de temperaturas.

Aunque también puede utilizarse la rigidez para estimar las propiedades de fallo (resistencia), en algunos ligantes, y especialmente con los ligantes modificados, no se conoce bien la relación entre la rigidez y la resistencia (fallo).

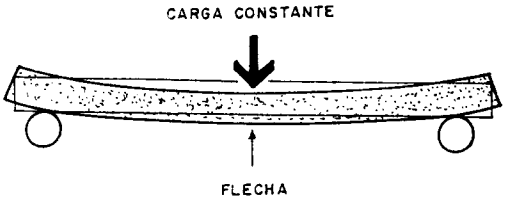


Figura 15.3 – Principio del ensayo de flexión sobre viga.

Equipo de tracción directa

Los materiales, como los bituminosos, que se alargan considerablemente antes de la rotura se denominan "dúctiles". Los que rompen sin mucho alargamiento se denominan "frágiles". Incluso antes del programa SHRP, en numerosos estudios sobre el comportamiento de los asfaltos a baja temperatura se había demostrado que existe una fuerte relación entre la rigidez de los ligantes bituminosos y lo que pueden alargarse antes de la rotura. Usualmente, los asfaltos más rígidos son más frágiles y los menos rígidos son más dúctiles. Estos resultados fueron confirmados por los investigadores del programa SHRP empleando los nuevos equipos BBR.

WWW.LITECSA.C

Desafortunamente, la rigidez en fluencia, tal como se mide por el BBR, no es suficiente para caracterizar por completo la capacidad de algunos asfaltos para alargarse hasta rotura. Por ejemplo, algunos asfaltos presentan altas rigideces en fluencia pero pueden alargarse más hasta rotura que otros asfaltos. En consecuencia, los investigadores del programa SHRP han ideado un sistema adecuado para estos ligantes. A estos tipos de ligantes de les permitiría tener mayores rigideces en fluencia si puede desmostrarse que no obstante presentan un comportamiento razonablemente dúctil a bajas temperaturas.

Los investigadores del programa SHRP resolvieron este dilema desarrollando un equipo que mide la deformación en rotura de los ligantes a muy bajas temperaturas. El equipo se denomina de tracción directa. Aunque el concepto del ensayo de tracción directa es muy sencillo (ver Figura 15-4), el equipo que se utiliza para realizar el ensayo requiere algunas características especiales, debido a las pequeñísimas deformaciones y alto grado de precisión necesarios.

En el ensayo de tracción directa se estira una probeta de asfalto, con forma de pequeño "hueso de perro", con velocidad de deformación lenta y constante, hasta que rompe (fallo). La elongación en rotura se utiliza para calcular

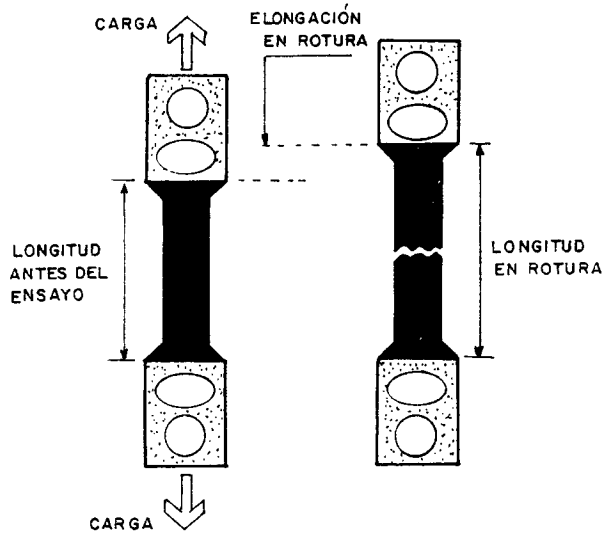


Figura 15.4 – Esquema del ensayo de tracción directa.

COM.EC 2587713

la deformación en rotura, que es una indicación de si el ligante se comporta de manera dúctil o frágil a baja temperatura. La figura 15.4 muestra un esquema del principio de tracción directa.

El resultado del ensayo de tracción directa es la deformación en rotura a la temperatura de ensayo especificada. La deformación en rotura es el cambio en longitud, o elongación, expresado como porcentaje de la longitud original.

Método de envejecimiento del ligante

Los ligantes bituminosos envejecen básicamente por dos mecanismos diferentes: la pérdida de los aceites ligeros presentes en el asfalto (volatilización) y la reacción con el oxígeno del aire (oxidación). En los procesos de fabricación de las mezclas bituminosas en caliente (en la planta) y de puesta en obra, los ligantes envejecen mediante los dos mecanismos citados debido a las altas temperaturas y tiros de aire que se utilizan en las operaciones.

Durante muchos años se han venido utilizando la estufa de película fina y la estufa de película fina y rotatoria para simular está forma de envejecimiento. En el sistema Superpave no se han cambiado estos procedimientos, habiéndose elegido el de estufa de película fina y rotatoria.

Después de la terminación del pavimento y una vez que se abre al tráfico, continua el envejecimiento, pero el principal mecanismo ahora es únicamente la oxidación, debido a las moderadas temperaturas a que se llega en el interior del pavimento. El programa SHRP ha desarrollado, para simular esta forma de envejecimiento en servicio, la vasija de envejecimiento a presión PAV.

Ensayo en estufa de película fina y rotatoria (RTFO)

El ensayo en estufa de película fina y rotatoria, AASHTO T240, ASTM D2872, fue desarrollada por el Departamento de Carreteras de California para simular el envejecimiento que se produce en las plantas asfálticas durante la fabricación de las mezclas bituminosas en caliente tipo concreto asfáltico (ver Figura 15.5). El RTFO se utiliza porque tiene una buena repetibilidad y porque expone de forma continua el asfalto al calor y al flujo de aire. La rotación a que se someten las muestras mantiene a los modificadores (p.ej. algunos polímeros) dispersos en el asfalto. Otra ventaja del RTFO es que el ensayo se realiza en sólo 85 minutos. En la figura 15.5 se muestra un esquema del equipo.

No se seleccionó el ensayo en película fina (AASHTO T 179 o ASTM D 1754) porque ciertos ligantes modificados forman natas en la superficie que pertur-

WWW.LITECSA.C

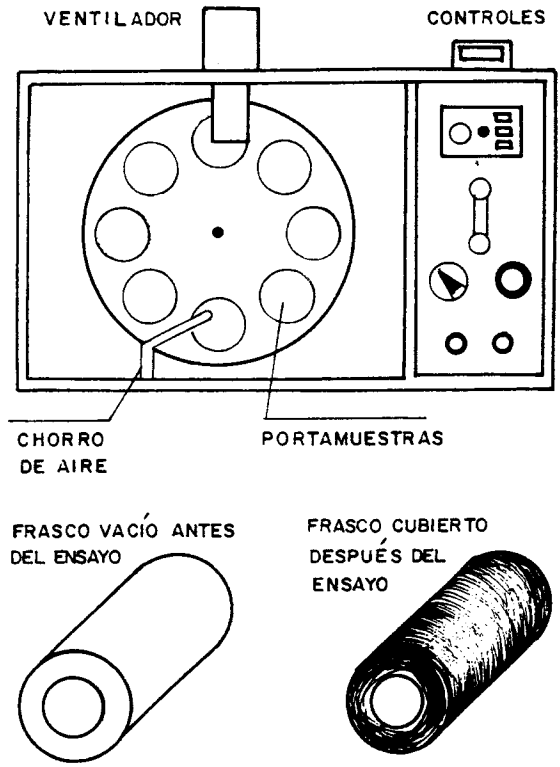


Figura 15.5 – Estufa de película fina rotatoria.

ban el envejecimiento durante el ensayo. Un inconveniente adicional del ensayo en estufa de película fina es que el tiempo de ejecución es de cinco horas.

Este ensayo persigue dos objetivos. Uno es el de proporcionar un asfalto envejecido que puede utilizarse después para otros ensayos de las propiedades físicas. El segundo es el de determinar la pérdida de volátiles durante el ensayo. La pérdida de volátiles indica el grado de envejecimiento que puede producirse en el asfalto en el proceso de mezclado y puesta en obra. Algunos asfaltos pueden incluso ganar masa durante el ensayo RTFO debido a los productos formados durante la oxidación.

COM.EC 2587713

Vasija de envejecimiento a presión (PAV)

Antes de la aparición del Superpave no se consideraban en otras especificaciones el envejecimiento del asfalto producido a largo plazo en las condiciones de servicio. El equipo, utilizado desde hacía muchos años en las investigaciones sobre asfaltos, fue modificado por los investigadores del programa SHRP, qué desarrollaron un nuevo procedimiento para evaluar el envejecimiento a largo plazo en las condiciones de servicio (ver Figura 15.6)

El equipo emplea presión y temperatura para reducir el tiempo de ensayo, de tal forma que puede simularse un envejecimiento a muy largo plazo en solo 20 horas. Las propiedades físicas se miden como ya se ha descrito, anteriormente, para determinar si el asfalto se mantendrá en unas condiciones adecuadas después de varios años de servicio. El ensayo se realiza a temperaturas distintas, dependiendo de las condiciones climáticas en la zona de servicio. En la figura 15.6 se presenta un esquema del PAV.

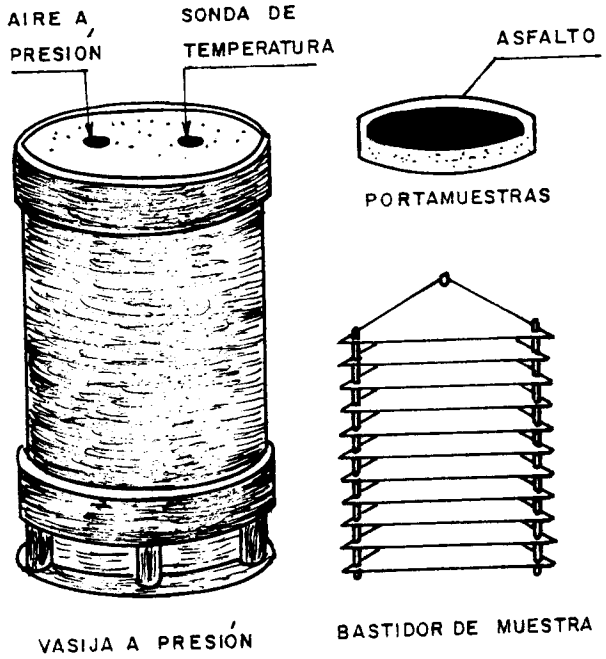


Figura 15.6 – Vasija de envejecimiento a presión.

WWW.LITECSA.C

Resumen sobre la aplicación de los nuevos equipos	
Equipo	**Aplicación**
Reómetro dinámico de cizalla (DSR)	Medida de propiedades a temperaturas altas e intermedias
Viscosímetro Rotacional (RV)	Medida de propiedades a temperaturas altas
Reómetro de flexión en vigas (BBR)	Medida de propiedades a temperaturas bajas
Equipo de tracción Directa (DTT)	
Estufa de película fina y rotatoria (RTFO)	Simulación de las características de endurecimiento (durabilidad)
Vasija de envejecimiento a presión (PAV)	

15.4 ESPECIFICACIÓN SUPERPAVE PARA ASFALTOS

La nueva especificación SUPERPAVE para asfaltos (una parte de la cual se presenta en la tabla 15.1) se encamina a controlar la deformación permanente, la fisuración a bajas temperaturas y la fisuración por fatiga en los pavimentos asfálticos. La especificación acomete estos objetivos controlando diversas propiedades físicas medidas con los equipos descritos anteriormente.

Una diferencia importante entre las actuales y las nuevas especificaciones, es la forma como estas últimas son aplicadas. En SUPERPAVE la especificación es teóricamente basada en comportamiento y desempeño observado y no en relaciones empíricas entre propiedades físicas básicas. El grado de comportamiento (PG) del ligante es seleccionado en base al medio ambiente en que éste es usado. Así, en forma distinta a otros sistemas, las propiedades físicas requeridas son constantes para todos los grados de comportamiento, la distinción entre los diferentes grados son las temperaturas máxima y mínima a las que los requisitos especificados deben cumplirse. Por ejemplo: Una clasificación PG 64 - 10, corresponde a un ligante que cumple las propiedades físicas requeridas para alta temperatura a 64°C y para baja temperatura a -10°C. Estas temperaturas corresponden a la máxima temperatura del pavimento –durante 7 días– y a la mínima anual en el sitio de obra, y son estimadas con base en las temperaturas máximas y mínimas del aire.

COM.EC 2587713

Tabla 15.1
Especificación SUPERPAVE de ligantes asfálticos
Especificación del grado de performance del ligante

Grado de performance	PG 52							PG 58					PG 64					PG 70			
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28
Temperatura de diseño del pavimento promedio 7 días máximo. °C[a]	<52							<58					<64					<70			
Temperatura mínima de diseño del pavimento. °C[a]	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28
Ligante original																					
Temp. del punto de inflamación, T48: min., °C	230																				
Viscosidad. ASTM 4402:[b] Máx. 3 Pa.s (3000cP) Temp. ensayo °C	135																				
Corte dinámico, TPS:[a] G°/senδ, mín, 1.00 Kpa Temp. ensayo @ 10 rad/s, °C	52							58					64					70			
Residuo del ensayo de película delgada rotatoria (T240) o película delgada (T179)																					
Pérdida de masa Máx. %	1.00																				
Corte dinámica, TPS[a] G°/senδ, Mín, 2.20 Kpa Temp. ensayo @ 10 rad/s. °C	52							58					64					70			
Residuo de la vasija de envejecimiento a presión (PAV)																					
Temp. de envejecimiento PAV °C	90							100					100					100(110)			
Corte dinámico, TPS[a] (G°). senδ, Máx. 5000 KPa Temp. ensayo @ 10 rad/s. °C	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	28	25	22	19	16	34	31	28	25
Endurecimiento físico[a]	Reporte																				
Creep Stiffness TP1[c] S. Máx. 300 Mpa Valor m, Min. 0.300 Temp. Ensayo. @ 60 seg., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18
Tracción directa. TP3:[c] Deformación en la falla. Mín., 1.0% Temp. ensayo @ 1.0 mm/min, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18

Notas

a. La temperatura del pavimento puede estimarse a partir de la temperatura del aire utilizando un algoritmo del software de Superpave o podría ser prevista por la agencia.

b. Este requerimiento puede obviarse al criterio de la agencia si el proveedor garantiza que el ligante asfáltico puede ser adecuadamente bombeado y mezclado a temperaturas que cumplan con las normas de seguridad.

c. S es el módulo en creep para 60 seg. de tiempo de carga y m es la pendiente de la curva log. del módulo en creep versus log del tiempo para dicho tiempo de carga.

WWW.LITECSA.C

Adicionalmente, SUPERPAVE presenta especificaciones comunes a todos los grados PG, con la finalidad de garantizar el bombeo en planta y propiedades seguras de trabajo. Estas especificaciones son: punto de inflamación, viscosidad máxima a alta temperatura y pérdida de masa en el RTFO.

Para determinar las temperaturas máximas y mínimas en el sitio de obra y definir el grado PG requerido y por lo tanto las temperaturas alta, media y baja para realizar los ensayos, SUPERPAVE propone disponer de una base de datos de la temperatura del aire lo suficientemente amplia (mínimo 20 años de registros) en el sitio del proyecto y definir para cada año los siete días continuos de mayor temperatura. Así se obtiene un promedio y se determina la máxima temperatura del aire. La temperatura mínima del aire es el promedio de la mejor temperatura durante los años de registro.

Sin embargo, las nuevas especificaciones están basadas en las temperaturas del pavimento y no en las del aire. La temperatura máxima de diseño está definida a una profundidad de 20mm por debajo de la superficie del pavimento y la mínima en su superficie.

Utilizando distintas metodologías y modelos existentes SUPERPAVE desarrolló las siguientes ecuaciones para correlacionar las temperaturas del aire con las temperaturas del pavimento:

a) Temperatura máxima:

$$T_{20mm} = (T_{aire} * Lat^2 + 0.2289 * Lat + 42.2) * (0.95.45) - 17/78$$

Donde:

$T_{20\,mm}$ = temperatura máxima a una profundidad de 20 mm del pavimento (°C)

T_{aire} = promedio de la máxima temperatura del aire durante siete días (°C).

Lat = Latitud geográfica del proyecto en grados

b) Temperatura mínima:

$$T_{superficie} = 0.859 - T_{aire} + 1.7$$

Donde:

T_{superf} = temperatura mínima de diseño en la superficie (°C)

T_{aire} = temperatura mínima del aire (°C)

COM.EC 2587713

15.5 ESPECIFICACIONES SUPERPAVE PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS

Las especificaciones para mezclas asfálticas comprenden tres niveles cuyo grado de complejidad está relacionado con la importancia del pavimento a construir. Las fases del proceso son las siguientes:

Nivel 1: Propiedades empíricas relacionadas con el comportamiento en servicio, se miden propiedades empíricas de los agregados y de las mezclas las cuales están relacionadas con el comportamiento en servicio.

Nivel 2: Caracterización parcial de las propiedades basadas en el comportamiento en servicio, se mide una serie parcial de estas propiedades. El resto de las propiedades no medidas se estiman por relaciones entre dichas propiedades. Ambas propiedades, tanto las medidas como las estimadas, son usadas en modelos mecanísticos para establecer los límites en las especificaciones.

Nivel 3: Caracterización completa de propiedades basadas en el comportamiento en servicio, se mide una serie completa de propiedades de las mezclas para ser usadas en los modelos de predicción del comportamiento.

15.5.1 Métodos de ensayo SUPERPAVE para mezclas asfálticas

Compactador giratorio SUPERPAVE

En la selección de un método de compactación de laboratorio, los investigadores de SHRP se fijaron diseñar un equipo que pudiera compactar en forma realista los especímenes de mezcla a la densidad alcanzada bajo las condiciones de clima y carga de pavimento. Se necesitaba un dispositivo capaz de compactar mezclas con grandes agregados.

Además, se deseaba que brindara una medida de la compactabilidad de modo de poder identificar el comportamiento de una potencial mezcla blanda y otros problemas de compactación. Ningún compactador en uso corriente satisfacía todos estos objetivos.

Consecuentemente, un nuevo compactador fue desarrollado, el Compactador Giratorio Superpave (SGC = Superpave Gyratory Compactor).

WWW.LITECSA.C

La base para el SGC fue el compactador giratorio de Texas modificado para aplicar los principios de compactación del compactador giratorio francés. Los moldes de 6 pulgadas de diámetro (finalmente de 150 mm en el SGC) pudieron acomodar mezclas con agregados de un tamaño máximo de hasta 50 mm (37.5 nominal). Los investigadores de SHRP modificaron el dispositivo de Texas reduciendo el ángulo y la velocidad de giro y adicionando un registro en tiempo real de la altura.

El Compactador Giratorio Superpave (Figura 15.7) está compuesto de un pórtico de reacción que provee una estructura no flexible contra la cual el pistón de carga empuja cuando se compactan los especímenes. La base del SGC rota y está fijada al pórtico de carga; soporta al molde durante la compactación. Cojines reactivos son usados para posicionar el molde a un ángulo de 1.25° (ángulo de compactación del SGC). El motor eléctrico acciona la base rotatoria a una velocidad constante de 30 revoluciones por minuto.

Un sistema mecánico o hidráulico aplica cargas al pistón de carga, el cual somete al espécimen a una presión de compactación de 600 kPa. El diámetro del pistón de carga coincide nominalmente con el diámetro interno del molde (de 150 mm). Un medidor de presión con una señal digital mide la presión durante la compactación. A medida que el espécimen se densifica durante la compactación, el medidor de presión indica al sistema de carga que debe

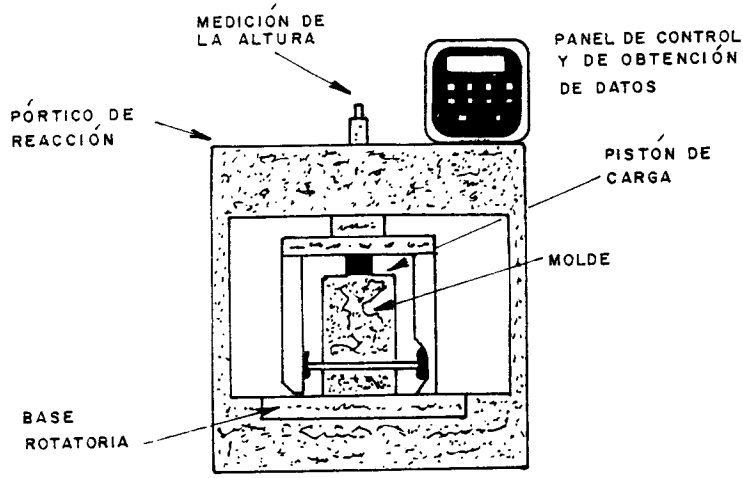


Figura 15.7 – Compactor giratorio de superpave.

COM.EC 2587713

ajustar la posición del pistón de carga de modo que la presión de compactación sea constante durante todo el proceso.

La medición de la altura del espécimen es una importante función del SGC. Conociendo el peso del material contenido en el molde, el diámetro del molde, y la altura del espécimen, puede estimarse la gravedad específica del espécimen en todo momento durante el proceso de compactación. La gravedad específica del espécimen es calculada dividiendo el peso por el volumen del mismo. El volumen del espécimen se calcula como el volumen de un cilindro de superficie lateral lisa con un diámetro de 150 mm y la altura medida. El registro de la altura se efectúa continuamente, midiendo la posición del pistón antes y durante el ensayo. El cambio vertical en la posición del pistón acompaña al cambio de altura en el espécimen. La señal de altura del espécimen es procesada a través de una conexión de puerto serial vinculada a una computadora personal, una impresora u otro dispositivo que registre la medición de la altura (e indirectamente la densidad) durante el proceso de compactación. Por este método, una función característica de la compactación es desarrollada a medida que el espécimen es compactado (Figura 15.8)

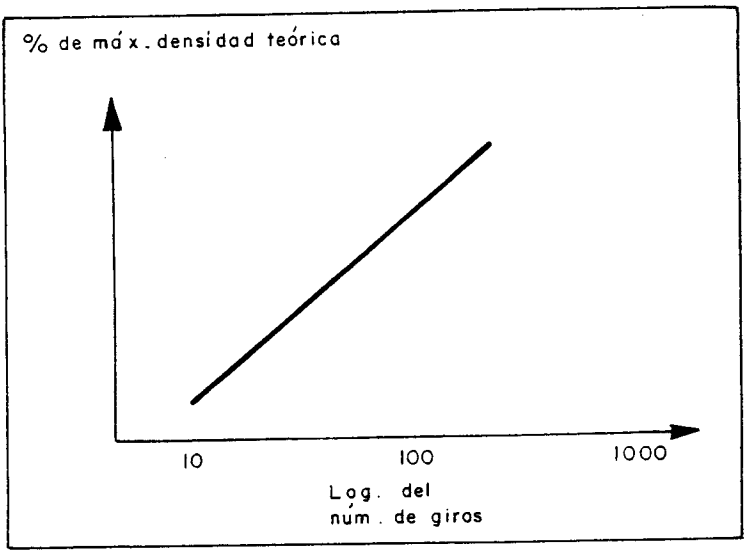


Figura 15.8 – Características de la compactación del SGC.

WWW.LITECSA.C

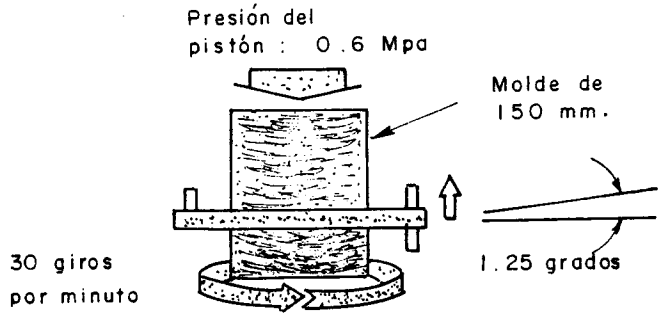


Figura 15.9 – Molde del SGC y parámetros de compactación.

Equipo de ensayo de corte de superpave

El equipo de corte de SUPERPAVE (SUPERPAVE SHEAR TESTER) SST Figura 15.10, es un sistema servo hidráulico de circuito cerrado de control que consiste en 4 componentes: el aparato de ensayo, la unidad de control de ensayo y un sistema de adquisición de datos, una cámara de control ambiental, y un sistema hidráulico.

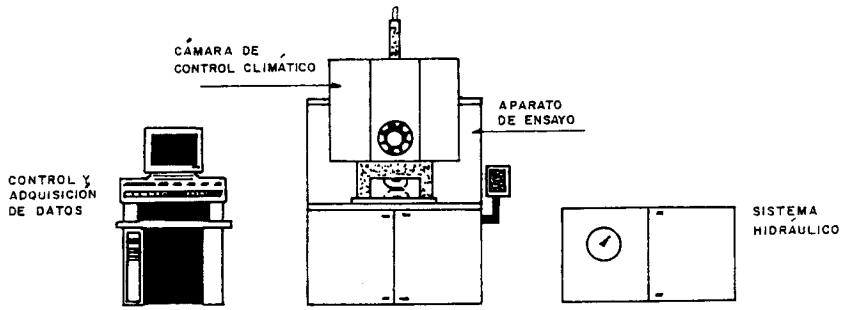


Figura 15.10 Componentes del equipo Superpave de ensayo de corte

COM.EC 2587713

Aparato de ensayo

El aparato de ensayo incluye un pórtico de reacción y una mesa de corte. Este también sirve para albergar las varias componentes que son dirigidas por otros elementos del sistema tales como el control de temperatura/presión, los actuadores hidráulicos, y los transductores de entradas y salidas. El pórtico de reacción es extremadamente rígido de manera que la medición precisa de los desplazamientos pueda ser realizada sin tener que considerar la deformación de aquel. La mesa de corte sostiene a los especímenes durante el ensayo y puede aplicar cargas de corte.

Unidad de control del ensayo

La unidad de control del ensayo consiste en un sistema de hardware y software. El hardware interconecta con el aparato de ensayo a través de los transductores de entrada y salida, y está integrado por controladores, acondicionadores de señal, y una computadora con sus periféricos. El software consiste de algoritmos necesarios para el control del aparato y para la adquisición de datos durante el ensayo.

Los transductores diferenciales de variación lineal (LVDTs) se fijan al espécimen y miden la respuesta del mismo durante la aplicación de las cargas de ensayo. Los LVDTs permiten al sistema operar en modo de circuito cerrado de realimentación, lo cual significa que las señales de los LVDTs son usadas para el control de las cargas aplicadas durante el ensayo.

Unidad de control ambiental

La unidad de control ambiental se necesita para controlar la temperatura y la presión de aire en la cámara de ensayo a un nivel constante. La unidad es capaz de generar temperaturas dentro de un amplio rango de 10°C a 80°C. La presión de aire y la velocidad de cambio de la presión en la cámara es controlada en forma precisa. La presión de aire es normalmente aplicada a una velocidad de 70 kPa por segundo hasta un valor máximo de 840 kPa. Esto se logra almacenando aire comprimido en tanques individuales, que pueden ser vaciados en la cámara de ensayo a la velocidad requerida. La presión del aire provee confinamiento a los especímenes para 2 de los 6 ensayos.

Sistema hidráulico

El sistema hidráulico genera la fuerza necesaria para cargar los especímenes para diferentes condiciones de ensayo. Un motor hidráulico alimenta a dos

WWW.LITECSA.C

actuadores, cada uno con una capacidad de, aproximadamente, 32 kN. El actuador vertical aplica una fuerza axial al espécimen de ensayo. El actuador horizontal acciona la mesa de corte, la cual aplica cargas de corte al espécimen.

Aplicación del equipo

Es un equipo que realiza los seis ensayos siguientes sobre probetas de mezcla asfáltica:

- ensayo volumétrico,
- ensayo de deformación uniaxial,
- ensayo de corte simple, a altura constante,
- ensayo del corte repetido, a nivel de tensiones constante,
- ensayo de barrido de frecuencias a altura constante, y
- ensayo de corte repetido a altura constante (opcional)

15.5.2 Diseño de mezclas asfálticas, Nivel 1

El nivel uno de las especificaciones SHRP para mezclas asfálticas esta basado en propiedades empíricas de los agregados y de las mezclas. En dichas propiedades empíricas se utilizan para:

- Asegurar un buen nivel de comportamiento para pavimentos de bajo volumen de tránsito y
- Para proveer una selección preliminar de mezclas que será diseñada con el nivel dos o con el Nivel 3.

Los pavimentos con bajo volumen de transito, expresado éste en términos de ejes simples equivalente a 8.2 toneladas para diseño, posiblemente no requieren el uso del procedimiento basado en la medida de las propiedades del comportamiento en servicio.

Por lo tanto, el diseño de mezclas para pavimentos de bajo tránsito está basado en criterios relacionados con propiedades empíricas, a su vez relacionadas con el comportamiento en servicio y diseño volumétrico.

Por lo tanto, el diseño de mezclas para pavimentos de bajo tránsito está basado en criterios relacionados con el comportamiento en servicio son:

COM.EC 2587713

Granulometría, angularidad de los agregados grueso y fino, contenido de arcilla, forma de las partículas, etc. Las propiedades empíricas de las mezclas incluyen: vacíos de aire, vacíos en el agregado mineral y vacíos rellenos con asfalto.

Los agregados que cumplan con los parámetros especificados, son incorporados a las mezclas asfálticas. Estas mezclas serán evaluadas compactando briquetas en la máquina giratoria a 1.25° de inclinación y una presión vertical constante de 600 kPa, (ver Figura 15.9), a la temperatura de compactación correspondiente.

La densidad de las probetas se controla durante la compactación y se evalúa gráficamente como porcentaje de la densidad máxima teórica en función del logaritmo del número de giros como se muestra en la Figura 15.11.

Las probetas son ensayadas para el número deseado de giros y el contenido de asfalto se selecciona para el 4% de vacíos, ver Figura 15.12. Los vacíos del agregado mineral y los vacíos rellenos con asfalto son controlados para el contenido de asfalto seleccionado de acuerdo con la especificación. La densidad a 10 giros debe ser menor del 89% de la densidad máxima teórica (DMT) para el Contenido de asfalto seleccionado. La densidad para el máximo número de giros debe ser menor del 98% de la DMT.

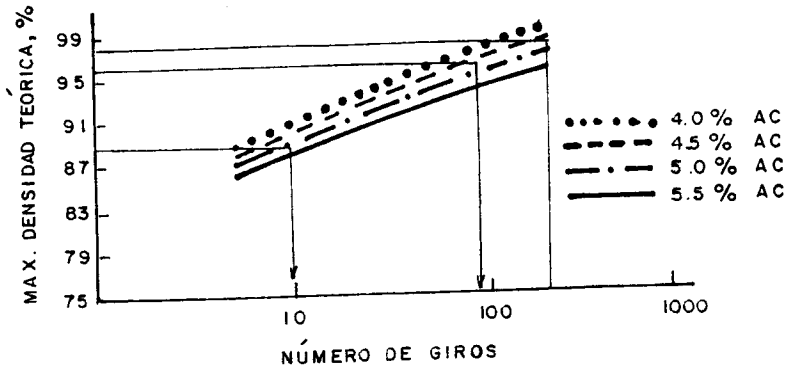


Figura 15.11 – Curvas de densificación Típicas para mezclas compactadas con el compactador giratorio.

WWW.LITECSA.C

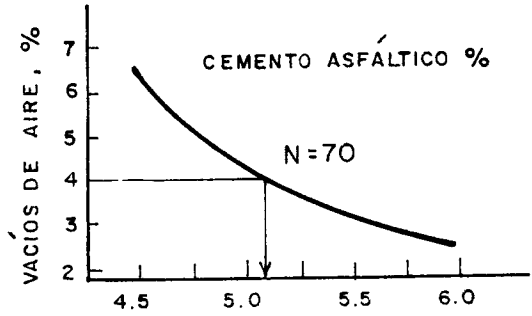


Figura 15.12 – Selección del contenido de asfalto para un determinado número de giros de diseño.

El Nivel 1 de diseño de mezclas provee controles para la deformación permanente, fatiga y fractura a baja temperatura por diferentes métodos. El principal modo de falla referido a este nivel es la deformación permanente. Evaluando la densidad al final de la compactación, se trata de evitar un exceso de contenido de ligante asfáltico que podría causar deformación plástica prematura de la mezcla. El esqueleto granular que forman los agregados y que mejora la resistencia a la deformación permanente, tiene también influencia en la pendiente de la curva de densificación. La estructura granular se controla mediante una adecuada granulometría y especificando una densidad máxima al principio de la compactación (10 giros) junto con la densidad a la compactación de diseño.

El fisuramiento por fatiga no está controlado directamente en el Nivel 1. El comportamiento a fatiga depende de un adecuado espesor de diseño de la sección del pavimento.

El fisuramiento a bajas temperaturas se controla a través de la selección del ligante asfáltico. Las especificaciones de asfaltos basadas en el comportamiento en servicio, pueden ser usadas para seleccionar el ligante que protegerá el pavimento del fisuramiento a bajas temperaturas.

Especificaciones de mezclas a Nivel 1

El diseño de mezcla a Nivel 1 está basado en parámetros empíricos relacionados con el comportamiento en servicio de las mismas. Determinados tipos de

COM.EC 2587713

agregados y parámetros de las mezclas asfálticas han sido seleccionados por un grupo de expertos, representativos de todas las áreas geográficas de los Estados Unidos y Canadá, y representantes de la industria de asfalto, incluyendo contratistas, productores de agregados, y agencias de caminos estatales.

Los valores requeridos de los parámetros de cada agregado y mezclas se especifican de acuerdo con el tránsito y ubicación dentro de la capa del pavimento.

La deformación permanente se controla mediante las propiedades de los agregados y las propiedades empíricas de las mezclas. Por ejemplo, la angularidad del agregado grueso está definida como aquellas partículas más grandes que 4,75 mm con una cara triturada. El porcentaje de caras trituradas requerido está especificado de acuerdo con el nivel de tránsito y la profundidad desde la superficie. Así por ejemplo, las capas de desgaste superficial requerirán un mayor número de caras trituradas que las capas de base.

La fractura por fatiga no está directamente especificada en el Nivel 1 de diseño de mezclas, por lo tanto no se requiere ninguna especificación para las mezclas. La fractura por baja temperatura se controla a través de la selección del asfalto en las especificaciones correspondientes. La selección del asfalto debe ser especificado por la agencia de carreteras respectiva. Seleccionando un grado de asfalto que cumpla con los requerimientos de diseño a bajas temperaturas será suficiente para obtener protección contra la fractura a bajas temperaturas. Alternativamente, la agencia de carreteras puede determinar el tipo de asfalto a utilizar de acuerdo con la historia de comportamiento.

15.5.3 Diseño de mezcla, Nivel 2

El Nivel 2 de diseño de mezclas se apoya sobre el Nivel 1. El proyectista llevará a cabo el Nivel 1 y entonces efectuará un número limitado de ensayos para medir propiedades ingenieriles fundamentales basadas en el comportamiento en servicio. En la tabla 15.2 se da una lista de los ensayos a ejecutar. Para generar los límites de las especificaciones se usan modelos mecanísticos. Estas propiedades ingenieriles son una parte de las que se miden en el Nivel 3.

El medio ambiente en el cual se construye el pavimento es también considerado al generar los límites de las especificaciones. Las temperaturas del aire correspondientes a 15 años son convertidas en temperaturas del pavimento. Para predecir el fisuramiento a bajas temperaturas se utilizan las temperaturas mínimas del pavimento, en tanto que para predecir deformación permanente y fatiga, las temperaturas del pavimento se transforman en una sola tempera-

WWW.LITECSA.C

Tabla 15.2
Ensayos basados en comportamiento en servicio para Nivel 2 de diseño de mezclas

Ensayo	Modo de falla
- Corte por cargas repetidas	- Fatiga y deformación permanente
- Corte simple	- Fatiga y deformación permanente
- Barrido de frecuencia	- Deformación permanente
- Ensayo de tensión indirecta	- Fractura a baja temperatura
- Fractura a baja temperatura	- Fractura a baja temperatura
- Bending Beam Rheometer	- Fractura a baja temperatura

tura efectiva, la cual no es la misma para ambos modos de falla, sino que se computan separadamente.

Ensayo de corte por capas repetidas

El ensayo de corte por capas repetidas aplica una carga de corte repetidamente sobre una probeta de 150mm de diámetro por 50 mm de altura. Mediante crecientes aplicaciones de carga se acumula deformación por corte. La configuración de la probeta y resultados típicos se dan en la figura 15.13. El ensayo se realiza a la temperatura efectiva para deformación permanente.

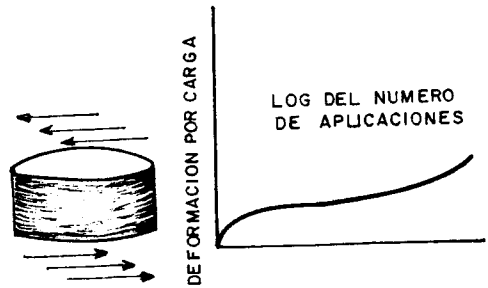


Figura 15.13 – Ensayo de corte repetido.

COM.EC 2587713

Ensayo de corte simple

Este ensayo se utiliza para calcular parámetros elásticos y plásticos no lineales de la ecuación constitutiva. En la figura 15.14 se muestra la configuración de la probeta. Se aplica una carga de corte, se deja constante y luego se libera. Del ciclo de descarga se determinan los parámetros elásticos no lineales y del ciclo de carga se calculan los parámetros plásticos.

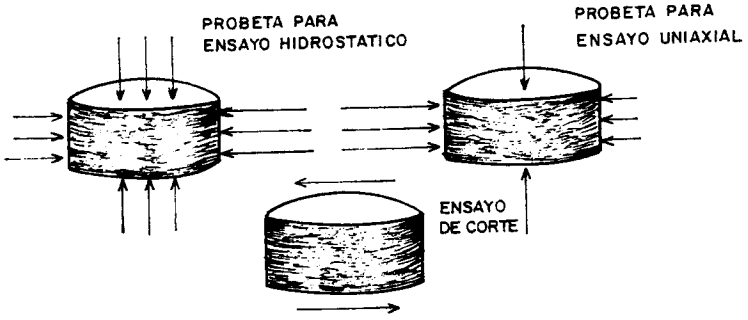


Figura 15.14

Ensayo de frecuencia de barrido

El ensayo de frecuencia de barrido aplica cargas de corte sinuosidades a diferentes frecuencias. Se mide el "stiffness" de la mezcla. El ensayo se ejecuta a la temperatura efectiva para fatiga como se muestra en la figura 15.15.

Ensayo de fractura a baja temperatura y ensayo de Creep

El ensayo de Creep a baja temperatura mide el comportamiento al Creep de una probeta cargada diametralmente como se ve en la figura 15.16. Las probetas de las mismas dimensiones antes mencionadas, se carga durante 100 segundos a 5°C y a -15°C. El comportamiento de Creep a ambas temperaturas se lo emplea junto con los resultados del Bending Beam Rheometer para generar una curva de "Stiffnes" para un amplio rango de temperaturas. La curva maestra se transforma en el Módulo de Relajación para diferentes temperaturas. La fractura a causa de bajas temperaturas se mide para cada una de las temperaturas usadas en el ensayo de creep a bajas

WWW.LITECSA.C

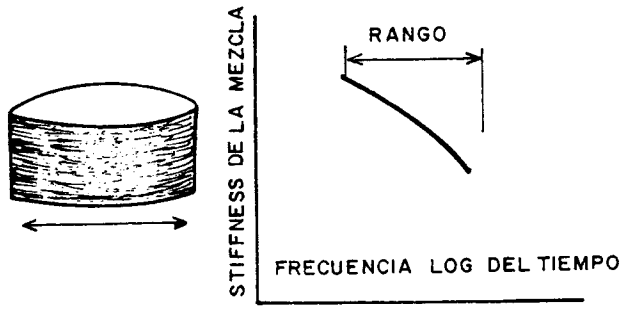


Figura 15.15 – Ensayo de frecuencia de Barrido.

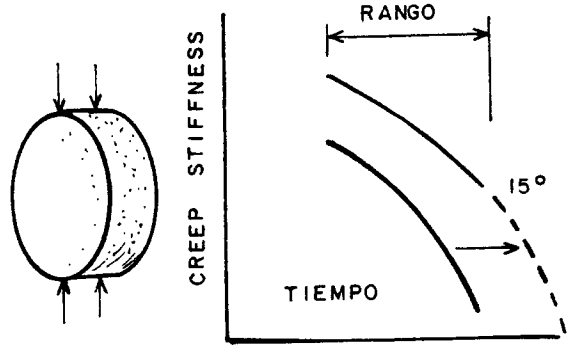


Figura 15.16 – Ensayo de Creep a baja temperatura.

temperaturas. Las mismas probetas usadas en el ensayo de creep se comprimen diametralmente a una velocidad de carga constante hacia la rotura.

Ensayo de resistencia a la tracción indirecta

Este ensayo se realiza cargando la probeta diametralmente como se ve en la figura 15.17. Las condiciones del ensayo son distintas del ensayo a bajas

COM.EC 2587713

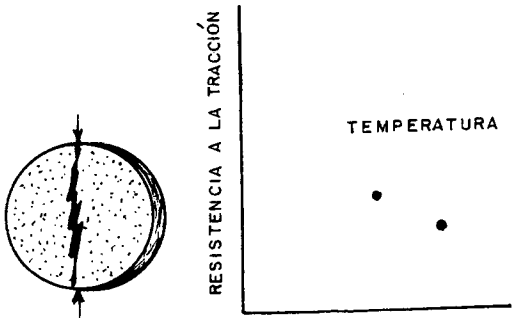


Figura 15.17 – Ensayo de resistencia a la tracción indirecta.

temperaturas: este ensayo se lo emplea para predicción de fractura por fatiga de mezclas. Las temperaturas de ensayo son -10, 4 y 20°C

Límites de las especificaciones en el Nivel 2

Los valores limites en la especificación para mezclas son determinados mediante el uso de modelos desarrollados en base al comportamiento del material. Las propiedades de los materiales para las capas asfálticas se miden con los ensayos basados en el comportamiento en servicio.

Los modelos proveen predicciones de los valores límites de deformación permanente, fatiga y cracking a baja temperatura, en función del tiempo.

La temperatura del pavimento de todo un año se transforma en una temperatura efectiva del pavimento para deformación permanente y otra temperatura efectiva para fatiga dado que la variación anual del clima y el análisis de las capas de soporte se evalúa diferentemente para cada modo de falla.

Especificación para mezclas Nivel 2

Dentro de este nivel y usando principios fundamentales de la mecánica de los materiales se obtiene adecuada información para especificar el comportamiento en servicio del pavimento. La respuesta de la mezcla es observada bajo condiciones de carga y temperatura simuladas. De está manera las especificaciones para mezclas en el Nivel 2 deben cumplir con las propiedades Ingenieriles especificadas.

WWW.LITECSA.C

15.6 DISEÑO DE MEZCLAS NIVEL 3: PROPIEDADES FUNDAMENTALES BASADAS EN EL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

El Nivel 3 es similar al Nivel 2, excepto que se utiliza un mayor número de propiedades de las mezclas basadas en el comportamiento en servicio y utilizando modelos predictivos más completos para fatiga y deformación permanente. Para completar la caracterización de las propiedades de los materiales se efectúan tres ensayos adicionales a los vistos en el Nivel 2. Los mismos se dan en la Tabla 15.3.

Tabla 15.3
Ensayos Basados en el Comportamiento en Servicio para el Nivel 3 de Diseño de Mezclas

Ensayo	Modo de falla
- Corte por cargas repetidas	- Fatiga y deformación permanente
- Frecuencia de barrido	- Fatiga y deformación permanente
- Corte simple	- Fatiga y deformación permanente
- Uniaxial	- Fatiga y deformación permanente
- Hidrostático	- Fatiga y deformación permanente
- Tensión Indirecta	- Fatiga y deformación permanente
- Creep a bajas temperaturas	- Cracking a bajas temperaturas
- Fractura a bajas temperaturas	- Cracking a bajas temperaturas

Los ensayos de corte por cargas repetidas, tensión indirecta y frecuencia de barrido se realizan de la misma forma que para el Nivel 2. Lo mismo ocurre para los ensayos de Creep y fracturas a bajas temperaturas. Los ensayos hidrostático y uniaxial se utilizan para medir el comportamiento elástico lineal y no lineal del esqueleto pétreo.

El comportamiento elástico no lineal está relacionado con la respuesta de las partículas minerales. El "stiffness" del agregado mineral aumenta con el acercamiento de las partículas unas con otras.

Ensayo hidrostático

En este ensayo se coloca una probeta de 150 mm de diámetro por 50 mm de altura en una cámara de presión aplicando y liberando presión. La reacción de la probeta provee parte de la respuesta elástica lineal y no lineal. La Figura 15.14 indica la configuración de la probeta.

COM.EC 2587713

Ensayo uniaxial

El ensayo uniaxial se realiza de una manera similar al hidrostático. Se aplica una carga vertical a la probeta mientras, simultáneamente, se provoca una presión de confinamiento de manera tal de mantener la circunferencia de la probeta constante. La figura 15.14 muestra la configuración de este ensayo.

Predicción del comportamiento Nivel 3

La predicción del comportamiento de la mezcla en este nivel está basada en la completa caracterización de las propiedades basadas en el comportamiento en servicio. Las principales diferencias con el Nivel 2 son:

La caracterización de las propiedades de los materiales se completa incluyendo el comportamiento elástico no lineal.

Se evalúan las condiciones del clima y módulo de las capas inferiores más rigurosamente. El año es dividido en estaciones, cada una con temperaturas específicas del pavimento y módulo de las capas inferiores.

Los otros parámetros del Nivel 2 de diseño de mezclas son los mismos. En la Figura 15.18 se muestran resultados del Nivel 3 de diseño de mezclas.

Especificación de mezclas Nivel 3

De la misma manera para el Nivel 2, en este nivel hay modelos de predicción para deformación permanente, fatiga y fractura a baja temperatura. La dirección de la agencia de caminos correspondiente, debe determinar los niveles aceptables de cada modo de falla, por ejemplo, en milímetros de deformación permanente, porcentaje de área fisurada por fatiga y metros de espaciamiento de fracturas por baja temperatura.

15.7 Características de los agregados utilizados en la mezcla asfáltica según Superpave

SUPERPAVE considera dos categorías de propiedades de los agregados pétreos: las de consenso y las de origen. Las de consenso son aquellas que los expertos viales juzgan como críticas e imprescindibles para que la mezcla en caliente compactada presente un buen comportamiento. Ellas incluyen la angulosidad de los agregados, los coeficientes de aplanamiento y alargamiento y el conteni-

WWW.LITECSA.C

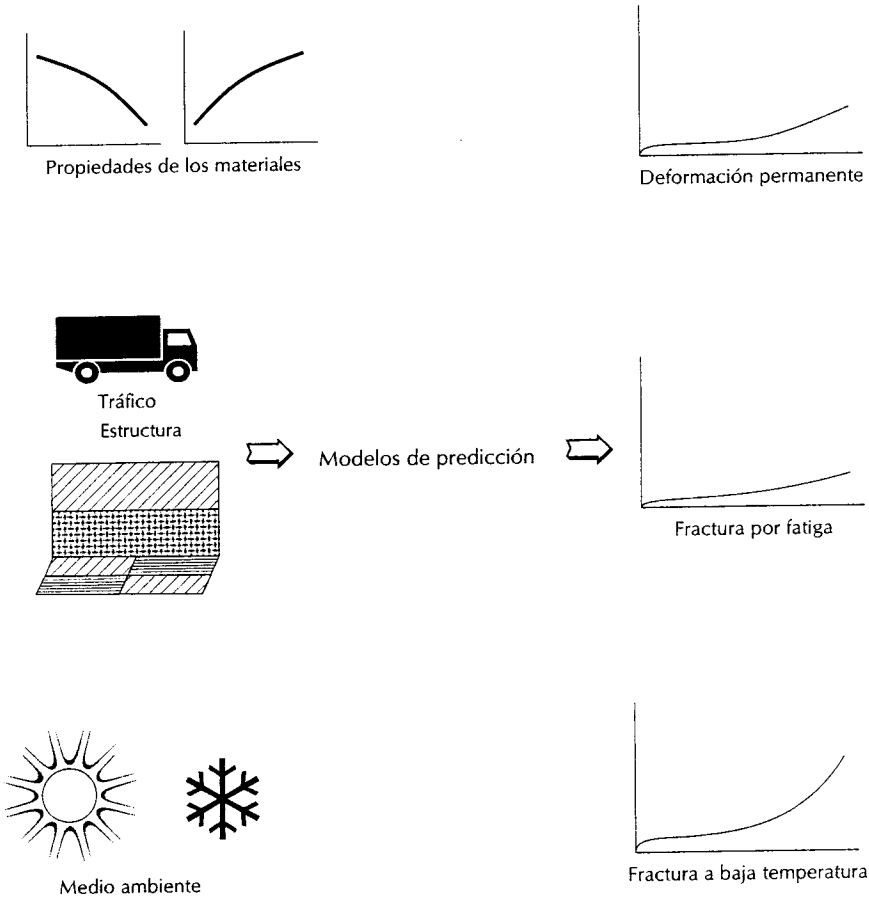


Figura 15.18 – Predicción del comportamiento en servicio.

COM.EC 2587713

do de materiales arcillosos, medido por medio del equivalente de arena. El método fija límites para estas propiedades en función del tránsito de diseño.

Las propiedades de origen son aquellas que, aunque críticas para la calidad de mezcla, no pueden definirse por consenso, por cuanto sus valores son específicos de cada fuente de materiales. Ellas incluyen el desgaste Los Ángeles, el ensayo de durabilidad en sulfatos y la presencia de partículas deletéreas. El método establece límites para estas pruebas, los cuales son independientes de la magnitud del tránsito esperado.

15.7.1 Propiedades de la fuente de origen

Además de las propiedades de consenso, los expertos viales pensaron que había otras caractéristicas críticas del agregado. No obstante, no pudieron acordar valores críticos para esas propiedades pues dichos valores son específicos de cada fuente de origen. Consecuentemente, un grupo de "propiedades de fuente de origen" fue recomendado. Valores específicos son establecidos por las agencias locales. Aún cuando esas propiedades son relevantes durante el proceso de diseño de mezcla, podrían también ser usadas como un control de aceptación de la fuente de oriegen. Estas propiedades se describen a continuación.

Tenacidad

La tenacidad es el porcentaje de pérdida de material en una mezcla de agregados durante el ensayo de abrasión Los Ángeles. La norma es AASHTO T 96, "Resistencia a la abrasión del agregado grueso de pequeño tamaño mediante el uso de la máquina Los Ángeles". Este ensayo estima la resistencia del agregado grueso a la abrasión y degradación mecánica durante el manipuleo, construcción y servicio. Se realiza sometiendo al agregado grueso, usualmente mayor de 2.36 mm. a impacto y triturado por medio de esferas de acero. El resultado del ensayo es el porcentaje de pérdida, esto es, el porcentaje en peso del material grueso degradado durante el ensayo como resultado de la acción mecánica. Los valores típicos de pérdida máximos están aproximademnte entre 35 y 45%.

Durabilidad

Es el porcentaje de pérdida del material en una mezcla de agregados durante el ensayo de durabilidad de los agregados sometidos al ataque con sulfato de sodio o sulfato magnesio (*Sodium or magnesium sulfate soundness test*). La

WWW.LITECSA.C

norma es la AASHTO T 104, "Soundness of aggregate by use of sodium or magnesium sulfate". Este ensayo estima la resistencia del agregado al deteiroro por la acción de los agentes climáticos durante la vida útil del pavimento. Puede aplicarse tanto a agregados gruesos como finos. El ensayo se realiza exponiendo a una muestra de agregado a ciclos alternativos de baños de inmersión en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio y secado al horno. Una inmersión y un secado se consideran un ciclo de durabilidad. Durante la fase del secado, las sales precipitan en los vacíos permeables del agregado. En la reinmersión las sales se rehidratan y ejercen fuerzas de expansión interna que simulan las fuerzas de expansión del agua congelada. El resultado del ensayo es el porcentaje total de pérdida sobre varios tamices para un número requerido de ciclos. Los valores máximos de pérdida son aproximadamente de 10 a 20% para 5 ciclos.

Materiales deletéreos

Los materiales deletéreos son definidos como el porcentaje en peso de contaminantes como esquistos, madera, mica y carbón mezclados con los agregados. La norma es la AASHTO T 112, "*Clays sumps and friable particles in aggregates*". Puede aplicarse tanto a agregados finos como a gruesos. El ensayo se realiza tamizando el agregado, por vía húmeda, sobre tamices prescritos. El porcentaje en peso del material perdido como resultado del tamizado húmedo se informa como el porcentaje de la masa de arcilla y partículas friables. Hay, evidentemente, un amplio rango de máximos porcentajes permisibles de arcilla y partículas friables. Dependiendo de la composión exacta del contaminante, el rango va de valores tan pequeños como 0.2% a tan altos como el 10%.

15.7.2 Granulometría

Para especificar la granulometría, Superpave ha modificado un enfoque ya en uso en algunas agencias. Utiliza el exponencial 0.45 en la cartagranulométrica para definir una granulometría permitida. Esta carta usa una técnica gráfica única para juzgar la distribución de tamaños acumulados de partículas de una mexcla de agregados. Las ordenadas de la carta son los porcentajes que pasan. Las abscisas en escala aritmética, representan las aberturas de los tamices en mm. elevadas a la potencia 0.45. La Figura 15.19 muestra cómo es la escala de las abscisas. En este ejemplo, el tamiz de 4.75 mm. es dibujado a 2.02 unidades a la derecha del origen de coordenadas ($4.75^{.45} = 2.02$). Normalmente esta carta no está marcada con la potencia 0.45 de la abertura de los tamices (2.02, como es el caso de la figura 15.19. En su

COM.EC 2587713

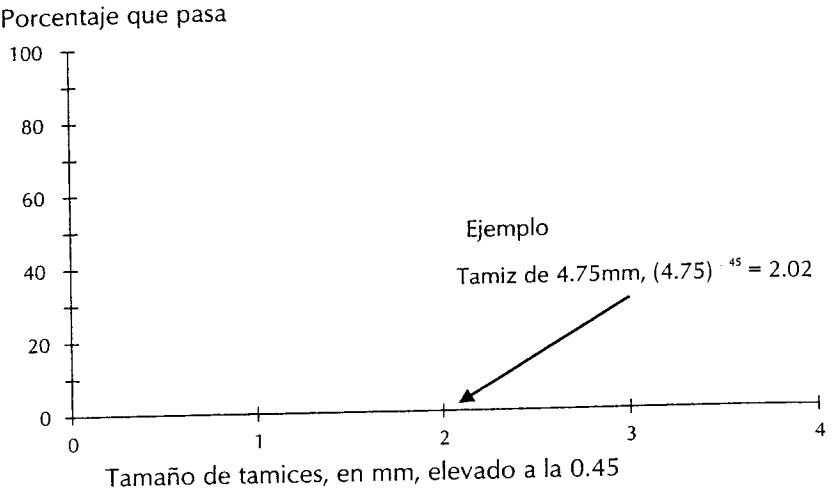


Figura 15.19 Base gráfica para la carta con exponente 0.45.

lugar, la escala está marcada con la abertura real del tamiz (4.75) tal cual muestra la Figura 15.20.

Un rasgo importante de esta carta es la granulometría de máxima densidad. Esta granulometría corresponde a una línea recta extendida desde la abscisa de tamaño máximo del agregado y ordenada 100% hasta el origen (0%, 0 mm.).

Superpave emplea la serie standard de tamices de ASTM y las siguientes definiciones con respecto al tamaño del agregado (en el Apéndice B, los tamaños de tamices usados por Superpave):

- *Tamaño máximo nominal:* (1) tamaño de tamiz mayor que el primer tamiz que retiene más del 10%.
- *Tamaño máximo:* (1) tamaño de tamiz mayor que el tamaño máximo nominal.

La granulometría de máxima densidad (Figura 15.20) representa la graduación para la cual las partículas del agregado se acomodan entre sí formando el arreglo volumétrico más compacto posible. Evidentemente, esta granulometría debe evitarse porque habría muy poco espacio entre los agregados como para permitir el desarrollo de un film de asfalto lo sufientemente grueso como para obtener una mezcla durable. La Figura 15.20 muestra la carta granulométrica elevada a la 0.45 con la graduación de máxima densidad para un

WWW.LITECSA.C

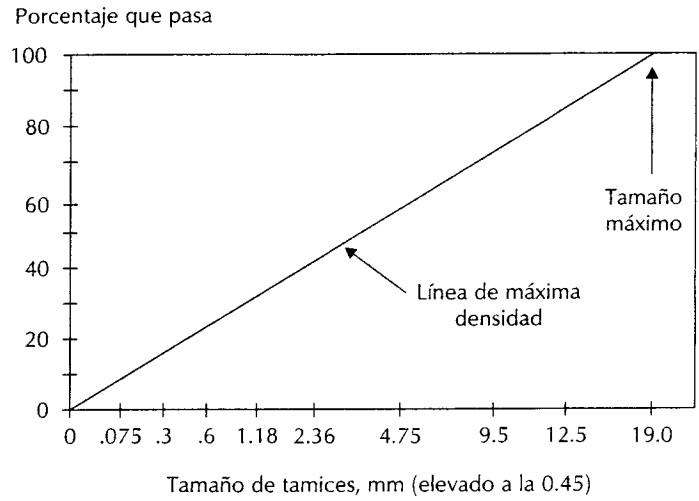


Figura 15.20 Granulometría de densidad máxima para un tamaño máximo del agregado de 19 mm.

tamaño máximo del agregado 19 mm. y 12.5 mm. de tamaño máximo nominal.

Para especificar la granulometría del agregado, dos conceptos adicionales se emplean: puntos de control y una zona restringida. Los puntos de control son puntos de paso obligado para la curva granulométrica. Correponden al tamaño máximo nominal, un tamaño intermedio (2.36 mm.), y un tamaño de polvo (0.075 mm.).

La zona restringida se ubica entre los tamaños intermedios (4.75 ó 2.36 mm.) y 0.3 mm. Forma una banda que debe ser esquivada por la curva granulométrica. Granulometrías que invaden la zona restringida han sido llamadas con frecuencia *"humped graduations"* (graduaciones con joroba) por la forma característica de joroba que tiene la curva que pasa por aquella zona. En la mayoría de los casos, las curvas de graduación con "joroba" indican una mezcla con mucha arena fina en relación al total de arena. Esta granulometría prácticamente siempre resulta en un comportamiento débil de la mezcla, que se manifiesta en la difícil compactación durante la etapa constructiva y en una reducida resistencia a la deformación permanente durante la vida en servicio. Las granulometrías que violan la zona restringida poseen un esqueleto granular débil que depende demasiado del *Stiffness* del ligante asfáltico para alcanzar una mezcla con resistencia al corte. Esas mezclas son también sensibles al contenido de asfalto y pueden fácilmente volverse plásticas.

COM.EC 2587713

El término usado para describir la frecuencia de distribución acumulada del tamaño de las partículas del agregado es el de estructura del agregado de diseño (*design aggregate structure*). Un diseño de la estructura del agregado que pase entre los puntos de control y evite la zona de restricción satisface los requerimientos granulométricos de Superpave. Superpave define 6 mezclas tipos (Tabla 15.4) en base al tamaño máximo nominal.

Tabla 15.4
Denominación de las mezclas de Superpave

Denominación para Superpave	Tamaño máximo nominal, mm.	Tamaño máximo, mm.
37.5 mm	37.5	50
25 mm.	25	37.5
19 mm.	19	25
12.5 mm.	12.5	19
9.5 mm.	9.5	12.5

La Figura 15.21 ilustra los puntos de control y la zona restringida para la mezcla Superpave de 12.5 mm.

El Apéndice B muestra los límites de la graduación numérica y la carta granulométrica para las 6 mezclas Superpave.

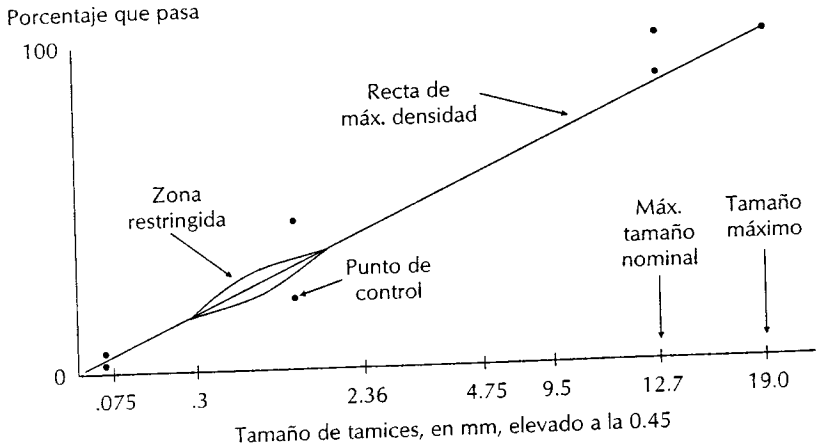


Figura 15.21 Límites granulométricos de Superpave, para una mezcla de 12.5 mm.

WWW.LITECSA.C

Superpave recomienda, sin exigirlo, mezclas que estén graduadas por debajo de la zona restringida. También recomienda que, si el nivel de tránsito del proyecto aumenta, la granulometría se acerque más a los puntos de control de tamaño grueso. Además, los requerimientos de control de Superpave de la granulometría no fueron hechos para ser aplicados a tipos de mezclas especiales tales como las "*stone matrix asphalt*" o las mezclas abiertas.

Para efectos del diseño, se deben realizar diferentes mezclas de prueba con los agregados, cuyas gradaciones deben pasar por los puntos de control y estar por fuera de la zona restringida de alguna de las franjas definidas por SUPERPAVE con base en el tamaño máximo nominal del agregado pétreo. A las diferentes mezclas de agregados se les valoran las propiedades de consenso y de origen para determinar el cumplimiento de las especificaciones al respecto. Hechas estas verificaciones se escogen las mezclas de agregados que resulten aceptables con las cuales se realizan los pasos siguientes para completar el Nivel 1 del diseño.

Compactación de las mezclas asfálticas

A las mezclas de agregados aceptadas, se les añade un contenido de ligante asfáltico de prueba y se compactan probetas (dos por cada mezcla de prueba) para determinar las propiedades volumétricas de ellas. El contenido de ligante de prueba para cada mezcla se determina a través de un procedimiento de cálculos volumétricos que plantea el método, buscando que las mezclas compactadas presenten un volumen de vacíos con aire de 4%.

Las mezclas de agregados y ligantes deberán realizarse con una mezcladora mecánica a una temperatura tal que el ligante presente una viscosidad del 0.170 Pa.s. Tras el mezclado, el material se somete a un envejecimiento de corto plazo en un horno de corriente forzada, manteniendo una temperatura de 135°C, y posteriormente se somete a compactación en un molde de diámetro interno de 150 mm. a una temperatura correspondiente a una viscosidad del ligante de 0.280. Pa.s.

La compactación se realiza en un dispositivo desarrollado especialmente para este método, denominado compactador giratorio SUPERPAVE SGC= SUPERPAVE giratory compactor). En este compactador, el molde con la mezcla asfáltica se coloca sobre una base inclinada con un ángulo de 1.25° que rota a una velocidad de 30 revoluciones por minuto, mientras un sistema hidráulico o mecánico aplica sobre la muestra una presión de compactación de 600 kPa.

El número de giros para la compactación se determina en función de la alta temperatura y el nivel del tránsito para diseño, tal como lo muestra la tabla siguiente:

COM.EC 2587713

Tabla 15.5
Esfuerzos del compactador giratorio de Superpave

Promedio de la max. Temp. del aire para el proyecto												
ESALs de diseño (en millones)	< 39°C			39-40°C			41-42°C			43-44°C		
	Nini	Ndis	Nmáx	Nini	Ndis	Nmáx	Nini	Ndis	Nmás	Nini	Ndis	Nmáx
< 0.3	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
0.3-1	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
1-3	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
3-10	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
10-30	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
30-100	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
>100	9	142	233	10	158	262	10	165	275	10	172	288

Cada muestra se debe compactar con el número máximo de giros indicados en la tabla y se van registrando las alturas que va presentando la probeta a medida que va siendo compactada, valores con los cuales estima la manera como va variando su densidad durante el proceso.

Terminada la compactación, la probeta se desmolda, se deja enfriar y luego se determina su densidad real mediante el procedimiento descrito en la norma AASHTO T 166, valor a partir del cual se corrigen las densidades estimadas durante la compactación, como se muestra en la Tabla 15.6. Estos valores corregidos se relacionan con la densidad máxima medida de la mezcla, obtenida según norma AASHTO T 209, y se calculan los porcentajes de compactación, como muestra la última columna de la tabla recién citada. Los valores obtenidos se pueden representar gráficamente, como lo muestra la figura 15.22.

Posteriormente se determinan, empleando fórmulas volumétricas corrientes, los porcentajes de vacíos con aire y de vacíos en los agregados minerales, correspondientes al número de giros de diseño para las distintas mezclas compactadas. Ver tabla 15.7.

La premisa central del nivel 1del diseño de mezclas SUPERPAVE es el empleo en cada mezcla de prueba, de la cantidad de ligante asfáltico que permita alcanzar, para el número de giros de diseño, exactamente 4% de vacíos con aire o, lo que es lo mismo, 96% de compactación con respecto a la densidad máxima medida.

WWW.LITECSA.C

Tabla 15.6
Datos de la densificación para una mezcla de prueba G_{mm}(med) = 2.568

Núm. de giros	Esp. 1				Esp. 2				
	Ht mm	G_{mb} (est)	G_{mb} (corr)	G_{mm} %	Ht. mm	G_{mb} (est)	Gmb (corr)	Gmm %	% Gmm prom.
5	130.9	2.116	2.169	84.4	129.5	2.136	2.188	85.2	84.8
8	127.2	2.153	2.207	85.9	127.3	2.172	2.225	86.6	86.3
10	127.2	2.178	2.232	86.9	125.9	2.196	2.249	87.6	87.3
15	125.1	2.214	2.269	88.3	124.1	2.229	2.283	89.0	88.7
20	123.7	2.239	2.295	89.3	122.8	2.253	2.308	89.9	89.6
30	121.8	2.274	2.331	90.7	121.0	2.286	2.342	91.2	91.0
40	120.5	2.298	2.355	91.7	119.7	2.310	2.366	92.2	91.9
50	119.6	2.317	2.375	92.5	118.7	2.330	2.387	93.0	92.7
60	118.8	2.332	2.390	93.1	118.1	2.342	2.399	93.5	93.3-
80	117.6	2.355	2.414	94.0	116.9	2.365	2.423	94.4	94.2
100	116.7	2.373	2.432	94.7	116.1	2.383	2441	95.1	94.9
109	116.4	2.379	2.438	95.0	115.8	2.389	2.447	95.3	95.2
125	115.9	2.390	2.449	95.4	115.2	2.400	2.458	95.7	95.6
150	115.3	2.402	2.462	95.8	114.6	2.413	2.472	96.3	96.1
174	114.8	2.413	2.473	96.3	114.1	2.424	2.483	96.7	96.5
Gmb (med)		2.473				2.483			

Tabla 15.7
Resumen de la compactación de las mezclas de prueba

Mezcla	% asfalto	% G_{mm} @N = 8	% G_{mm} @N = 174	% G_{mm} @N = 109	% vacíos de aire	% VMA
3	4.4	86.3	96.5	95.2	4.8	13.5

Como es muy probable que ninguna de las mezclas de prueba compactadas dé como resultado este valor, el método exige efectuar algunos ajustes, mediante fórmulas empíricas y teóricas, para obtener un porcentaje de ligante que dé como resultado el 4% de vacíos con aire, determinándose, simultáneamente, otras propiedades volumétricas (vacíos en los agregados minerales, vacíos llenos de asfalto y porcentajes de compactación para los números de giros inicial y máximo), así como la denominada relación de polvo (% pasa tamiz de 0.075 mm.% de ligante efectivo).

COM.EC 2587713

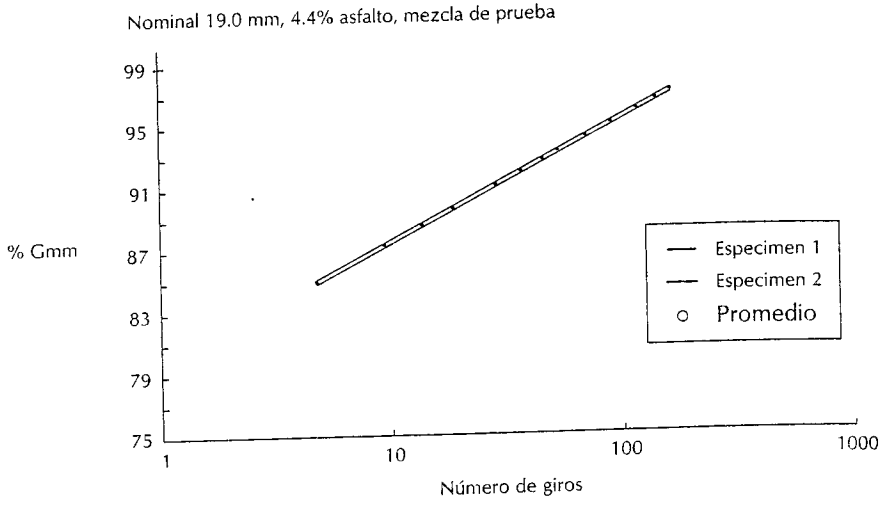


Figura 15.22 – Curvas de densificación para la mezcla de prueba.

Obtenidas así las propiedades estimadas de las distintas mezclas, el diseñador deberá comparar los valores obtenidos con los criterios de diseño y decidir si una o más de éllas es aceptable, o si es necesaria la evaluación de nuevas mezclas. La mezcla de prueba que resulte elegida corresponde a la estructura del agregado de diseño.

Criterios de diseño Superpave nivel 1

Los criterios volumétricos y de densificación son los siguientes:

- % de vacíos con aire 4.0%.
- % de vacíos en agregados minerales (depende del tamaño máximo nominal del agregado).
- % de vacíos llenos de asfalto (depende del tránsito de diseño).
- % de compactación para el número de giros inicial < 89%.
- % de compactación para el número máximo de giros <98%.

Selección del porcentaje de ligante asfáltico de diseño

Prueba 3 es seleccionada como la estructura del agregado de diseño.

WWW.LITECSA.C

Una vez seleccionada la estructura del agregado de diseño -en este caso la Mezcla de Prueba 3- se compactan especímenes con diferentes contenidos de ligante asfáltico. Las propiedades de la mezcla son luego evaluadas para determinar el contenido de ligante asfáltico.

Un mínimo de 2 especímenes es compactado para cada uno de los siguientes contenidos de asfalto:

- contenido estimado del ligante
- contenido estimado del ligante ± 0.5%, y
- contenido estimado del ligante +1.0%

Para la Mezcla de Prueba 3, los contenidos de ligante de la mezcla de diseño son 4.2%, 4.7%, 5.2% y 5.7%. 4 contenidos de ligante asfáltico son lo mínimo en el análisis en el Nivel 1 de Superpave.

También se prepara un mínimo de 2 especímenes para determinar la gravedad específica teórica máxima para el contenido estimado de ligante. Los especímenes son preparados y ensayados de la misma forma que los especímenes de la sección "La selección de la estrutura del agregado de diseño".

A manera de ejemplo, la Tabla 15.8 muestra los cálculos para un contenido de ligante de 4.2% (el estimado menos 0.5%) y la Figura 15.23 ilustra el promedio de las curvas de densificación para cada contenido de ligante de prueba.

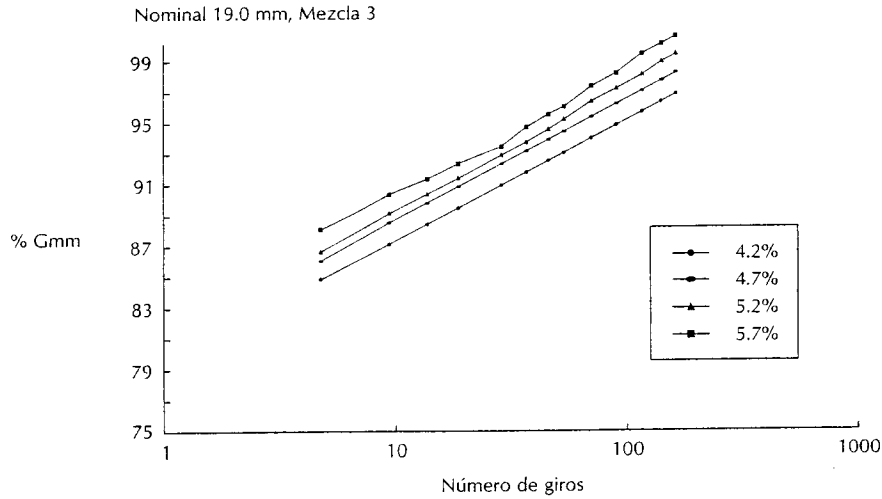


Figura 15.23 – Curvas de densificación promedio para la mezcla de prueba 3, variando el contenido de ligante asfáltico.

COM.EC 2587713

Tabla 15.8
Datos de la densificación para la Mezcla de Prueba 3,4.2% de contenido de ligante asfáltico

G_{mm} (med) = 2.582

Núm. de giros	Esp. 1				Esp. 2				
	Ht, mm.	G_{mb} (est)	G_{mb} (corr)	G_{mm} %	Ht mm	G_{mb} (est)	G_{mb} (corr)	G_{mm} %	% G_{mm} prom.
5	131.3	2.116	2.167	83.9	131.0	2.136	2.186	84.7	84.3
8	129.0	2.153	2.205	85.4	128.8	2.172	2.223	86.1	85.7
10	127.5	2.178	2.230	86.4	127.4	2.196	2.248	87.1	86.7
15	125.4	2.214	2.267	87.8	125.5	2.229	2.281	88.4	88.1
20	124.0	2.239	2.293	88.8	124.2	2.253	2.306	89.3	89.1
30	122.1	2.274	2.329	90.2	122.4	2.286	2.340	90.6	90.4
40	120.9	2.298	2.353	91.1	121.1	2.310	2.364	91.6	91.4
50	119.9	2.317	2.373	91.9	120.1	2.330	2.385	92.4	92.1
60	119.1	2.332	2.388	92.5	119.4	2.342	2.397	92.9	92.7
80	117.9	2.355	2.412	93.4	118.3	2.365	2.421	93.8	93.6
100	117.0	2.373	2.430	94.1	117.4	2.383	2.439	94.5	94.3
109	116.7	2.379	2.436	94.4	117.1	2.389	2.445	94.7	94.6
125	116.2	2.390	2.447	94.8	116.6	2.400	2.456	95.1	95.0
150	115.6	2.402	2.460	95.2	115.9	2.413	2.470	95.7	95.5
174	115.1	2.413	2.471	95.7	115.4	2.424	2.481	96.1	95.9
G_{mb} (med)		2.471				2.481			

Las propiedades de la mezcla son evaluadas para la mezcla seleccionada con diferentes contenidos de ligante asfáltico, utilizando los valores de densificación para $N_{inicial}$ (8 giros), $N_{diseño}$ (109 giros) y $N_{máximo}$ (174 giros). En las Tablas 15.9 y 15.10, se presentan los valores de compactación y las propiedades volumétricas en función de los diferentes contenidos de ligantes asfálticos.

El contenido de ligante de diseño se fija de manera que logre un 4% de vacíos con aire para el número de giros de diseño, cumpliendo sinultáneamente los demás requisitos del criterio de diseño. En el caso del ejercicio que se ha venido presentando, los requisitos se cumplen para 4.7% de ligante asfáltico.

WWW.LITECSA.C

Tabla 15.9
Resumen de los valores de compactación de la Mezcla 3

% de asfalto	% Gmm @ N = 8	% Gmm@ N = 174	% Gmm@ N=109
4.2	85.8	95.9	94.5
4.7	87.1	97.5	96.1
5.2	87.4	98.5	97.0
5.7	88.6	99.8	98.1

Tabla 15.10
Resumen de las propiedades volumétricas de la Mezcla, para $N_{diseño}$

% de asfalto	% de vacíos de aire	% VMA	% VFA	P.E. (Kg/m^3)
4.2	5.5	13.4	59.3	2441
4.7	3.9	13.2	70.1	2461
5.2	3.0	13.4	77.9	2467
5.7	1.9	13.6	86.2	2476

Evaluación de la sensibilidad de la mezcla a la humedad *(moisture sensitivity)*

El paso final en el Nivel 1 del proceso de diseño de mezclas es la evaluación de la sensibilidad a la humedad de la mezcla de diseño. Este paso se ejecuta aplicando la Norma AASHTO T283 a la mezcla de agregados de diseño con el contenido de ligante asfáltico de diseño. 6 especímenes son compactados a aproximadamente el 7% de vacíos de aire. Los 3 especímenes de uno de los subgrupos son considerados los especímenes de control. El otro sub-grupo de 3 especímenes es el sub-grupo acondiconado. El sub-grupo acondiconado se somete a una saturación por vacío, a un ciclo de congelamiento opcional, seguido por 24 horas de deshielo a 60°C. Todos los especímenes son ensayados para determinar su resistencia a la tracción indirecta.

COM.EC 2587713

La sensibilidad a la humedad es el cociente entre la resistencia a la tracción del subgrupo acondicionado y la resistencia a la tracción del subgrupo de control. La Tabla 15.11 indica los datos de sensibilidad a la humedad para la mezcla con el contenido de ligante asfáltico de diseño.

Tabla 15.11
Datos de la sensibilidad a la humedad para la mezcla con 4.7% de contenido de ligante asfáltico de diseño

Muestra		1	2	3	4	5	6
Diámetro, mm	D	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
Altura, mm	t	99.2	99.4	99.4	99.3	99.2	99.3
Peso seco, g	A	3986.2	3981.3	3984.6	3990.6	3987.8	3984.4
Peso en condición sat. sup. s., g	B	4009.4	4000.6	4008.3	4017.7	4013.9	4008.6
Peso en el agua, g	C	2329.3	2321.2	2329.0	2336.0	2331.5	2329.0
Volumen, c.c., (B-C)	E	1680.1	1679.4	1679.3	1681.7	1682.4	1679.6
Gravedad específica bruta (A/E)	F	2.373	2.371	2.373	2.373	2.370	2.372
Gravedad específica máxima	G	2.558	2.558	2.558	2.558	2.558	2.558
% de vacíos de aire [100 * (G-F)/G]	H	7.2	7.3	7.2	7.2	7.3	7.3
Vol. de vacíos de aire (H*E/100)	I	121.8	123.0	121.6	121.7	123.4	122.0
Carga, N	P				20803	20065	20354
Saturados							
Peso en condición sat. Sup. S., g	B'	4060.9	4058.7	4059.1			
Peso en el agua, g	C'	2369.4	2373.9	2372.8			
Volumen, c.c. (B'-C')	E'	1691.5	1684.8	1686.3			
Vol. agua absorbida,c.c.(B'-A)	J'	74.7	77.4	74.5			
% de saturación (100*J'/I)		61.3	62.9	61.3			
% de hinchamiento [100*(E' - E)/E]		0.7	0.3	0.4			

(Continuación)...

WWW.LITECSA.C

Tabla 15.11(Continuación)...
Datos de la sensibilidad a la humedad para la mezcla con 4.7% de contenido de ligante asfáltico de diseño

Muestra		1	2	3	4	5	6
Condicionados							
Diámetro, mm	t"	99.5	99.4	99.4			
Peso en condición sat. Sup. S., g	B"	4070.8	4074.9	4074.8			
Peso en el agua, g	C"	2373.7	2380.3	2379.0			
Volumen, c.c., (B"-C")	E"	1697.1	1694.6	1695.8			
Vol. Agua absorbida, c.c. (B"-A)	J"	84.6	93.6	90.2			
% de saturación (100* J"/I)		69.5	76.1	74.2			
% de hinchamiento [100*(E"-E)/E]		1.0	0.9	1.0			
Carga, N	P"	16720	16484	17441			
Tensión (condición seca)							
[2000*P/ (t*D*π)], kPa	S_{td}				889	858	870
Tensión (condición húmeda)							
[2000*P/(t*D*π)], kPa	S_{tm}	713	704	745			

Promedio de las resistencias en condición seca (kPa) : 872
Promedio de las resistencias en condición húmeda (kPa) : 721
% TSR (= 721/872) : 82.6 > 80%

El valor mínimo para la relación de resistencias de tracción es de 80%. La mezcla de diseño excede el mínimo requerido. El Nivel 1 de Superpave para el Diseño de Mezclas está ahora completo para la mezcla de prueba 3. Ensayos adicionales de predicción de la performance son requeridos tal cual se describe en el proceso de ensayos del Nivel 3.

Ensayos de performance. Niveles 2 y 3

En el diseño de mezclas y el sistema de análisis de Superpave, los ensayos de performance se emplean sólo en situaciones de tránsito moderado a alto. Es decir,son requeridos sólo para los niveles 2 y 3 del diseño de mezclas. Los

COM.EC 2587713

ensayos de performance usan nuevos equipos y procedimientos para asegurar que las mezclas de Superpave alcancen aceptables valores mínimos para los tipos de deterioros considerados por los investigadores de SHRP: deformación permanente, fisuración por fatiga y fisuración por baja temperatura. Dos dispositivos de ensayos de performance fueron desarrollados: el equipo de corte de Superpave (*Superpave Shear Tester = SST*) y el equipo de tracción indirecta (*Indirect Tensile Tester = IDT*).

Tabla 15.12
Ensayos de performance, Niveles 2 y 3 (Construcción nueva)

Niveles de diseño	Modos de deterioro de la performance		
	Deformación permanente[1]	**Fisuramiento por fatiga**	**Fisuramiento por baja temperatura**
2	- Ensayo de corte simple a altura constante a $T_{eñ}$(PD) - Ensayo de barrido de frecuencias a altura = cte. a $T_{eñ}$(PD)	- Ensayo de corte simple a altura = cte. a $T_{eñ}$(FC) - Ensayo de barrido de frecuencias a altura = cte. a $T_{eñ}$(FC) - Ensayo de tracción indirecta a $T_{eñ}$FC)	- Creep compliance en tracción indirecta (0, -10, -20°C) - Resistencia de tracción indirecta a -10°C. - Creep stiffness (S) y velocidad de creep (m).
3	Ensayo de barrido de frecuencias a altura = cte (4, 20, 40°C). - Ensayo de deformación específica uniaxial (4, 20, 40°C). - Ensayo volumétrico (4, 20, 40 °C). - Ensayo de corte simple a altura constante (4, 20, 40°C).	Resistencia a la tracción indirecta (-10, 4, 20°C.).	Creep compliance y resistencia en tracción indirecta (0, -10, -20°C).

1 Para verificar la fluencia terciaria, los Niveles 2 y 3 requiere ensayo de corte repetido a relación de tensión constante a T_c.

El alcance de aplicación de los ensayos de performance para el diseño de mezclas de los niveles 2 y 3 se muestra en la Tabla 15.12 para un nuevo sistema de dos capas de HMA.

Para el diseño de un refuerzo, Superpave se limita a considerar la deformación permanente, sin predecir la fisuración por fatiga o el fisuramiento por baja temperatura. En la Tabla 15.13, se muestra el alcance de los ensayos de performance para mezclas asfálticas usadas en refuerzos.

WWW.LITECSA.C

Tabla 15.13
Ensayos de performance, Niveles 2 y 3
(Refuerzos)

Nivel de Diseño	Deformación permanente[1]
2	Ensayo de corte simple a altura constante a $T_{e\pi}$(PD) Ensayo de barrido de frecuencias a altura constante a $T_{e\pi}$(PD)
3	Ensayo de barrido de frecuencias a altura constante (4, 20, 40°C). Ensayo de deformación específica uniaxial (4, 20, 40°C). Ensayo volumétrico (4, 20, 40°C). Ensayo de corte simple a altura constante (4, 20, 40°C).

1 Para verificar la fluencia terciaria, los niveles 2 y 3 requieren el ensayo de corte repetido a relación de tensiones constante, a T_c.

Los niveles de diseño 2 y 3 aun carecen de la suficiente validación experimental que permita adoptarlos como normas de diseño, motivo por el cual no se describen en el presente libro. Por el momento, quienes aplican el método de diseño de mezclas SUPERPAVE aplican únicamente el primer nivel.

Referencias Bibliográficas

1. ASPHALT INSTITUTE. "SUPERPAVE". Performance Graded Asphalt. Binder Specification and Testing. Superpave Series No. 1 (SP - 1).

2. ASPHALT INSTITUTE. "SUPERPAVE". Superpave Mix Desing. Superpave Series No. 2 (SP - 2). 1996.

3. T.W Kennedy, G.A. Huber, E.T. Harrigan, R.J. Cominsky, C.S. Hughes, H.L. Von Quintus y J.S. Moulthrop, "Superior Performing Asphalts Pavementes (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program", SHRP-A-410, 1994.

4. Federal Highway Administration. "Antecedentes de Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas de Superpave". Publicatión No. FHWA -SA-95-003. Traducción Agosto 1996.

COM.EC 2587713

WWW.LITECSA.C

CAPÍTULO 16

CONTROL ESTADÍSTICO DE CALIDAD

16.1 INTRODUCCIÓN

Las especificaciones técnicas que rigen los proyectos por lo general no plantean de manera expresa un procedimiento para el análisis estadístico del Control Tecnológico de Calidad. Por ésta razón comúnmente se han seguido recomendaciones diversas emitidas por organismos técnicos o autores independientes.

En sus distintas etapas, la construcción de un pavimento se desarrolla mediante procesos de tipo industrial sujetos, inevitablemente, a una variabilidad que se refleja en la calidad del producto final, cuando éste es sometido a control mediante pruebas rutinarias normalizadas. Esta variabilidad impone que la calidad de productos y procesos se valore con apoyo en el cálculo estadístico, exigiendo que los parámetros que definen la calidad y sus valores numéricos tengan tentativamente en cuenta dicha situación.

En este capítulo se pretende plantear un modelo que establezca un nivel de confiabilidad de la calidad, un mínimo necesario de muestras a extraer por jornada, la localización aleatoria de puntos de muestreo, el análisis de los resultados y la aplicación de reglas de decisión.

COM.EC 2587713

16.2 TÉRMINOS ESTADÍSTICOS Y DE CONTROL DE CALIDAD

La estadística es intrínseca en el proceso constructivo del concreto asfáltico y de las demás unidades de obra que intervienen en la construcción de un pavimento, toda vez que en todos los ensayos y mediciones ejecutadas se cuenta con un conjunto de observaciones cuyos resultados no se pueden predecir con certeza, por lo que las mismas son tabuladas, para ser posteriormente analizadas a fin de obtener algunas conclusiones.

16.2.1 Conjuntos de datos

Universo

Es el total de elementos de los que se trata de estudiar una característica particular. Ejemplo: el total de agregados pétreos para la conformación del concreto asfáltico de toda una carretera.

Lote

Es un conjunto de elementos (una parte del Universo) con una característica particular, Ejemplo: cantidad de agregado producido en un día.

Muestra

Es una pequeña parte del lote, obtenida de acuerdo a una regla determinada, cuyo fin es que sea representativa, para estimar la calidad del lote. Ejemplo: la muestra es una cantidad determinada de material que permite establecer la calidad natural de los agregados (desgaste por abrasión, resistencia a los sulfatos, etc.) y/o la calidad de producción (granulometría, equivalente de arena, etc.).

16.2.2 Representaciones numéricas

Medidas de Valor Central

La medida de Valor Central más representativa en "la media" y es el número más simple y más útil asociado a un conjunto de datos. Se define como el

WWW.LITECSA.C

promedio aritmético de todos los datos de la muestra; así para x_1, x_2, x_3 ... x_n, de tamaño "n" obtenida de una población, la media se determina por:

$$\bar{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x$$

Esta media, se interpreta como el valor típico o central de los datos. Si es suficiente representar con un solo número, la media resulta "la mejor descripción" de los valores observados.

Medidas de dispersión

El concepto de dispersión de los datos está en correspondencia con la tendencia de éstos a extenderse alrededor de un valor medio.

- **Rango**

Denominado también Amplitud, es la diferencia entre el mayor y el menor de todo los datos. Anteriormente fue muy empleado por la facilidad de su cálculo pero debido a que es poco significativo ha sido complementado (por no decir reemplazado) con otros estadígrafos más "expresivos".

- **Desviación Estándar**

La expresión matemática es análoga al radio de rotación de una sección estructural y resulta ser la raíz cuadrada positiva de la varianza (σ^2), Tanto la varianza (σ^2) como la desviación estándar (σ) dependen de la forma y no de la dimensión, así, la adición de una constante a todos los valores observados alteraría la media pero no la desviación estándar.

Las unidades de la desviación estándar son las mismas que las de los datos originales y después de la media proporciona más información útil al ingeniero que cualquier otro número que se pueda calcular del conjunto de datos. Cuando más pequeña es la desviación estándar (σ) los datos se concentran más alrededor de la media, hecho que denota una mínima dispersión de los resultados mostrando uniformidad en el lote analizado. La siguiente relación permite calcular la desviación estándar de una serie de datos:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=n}^{n}(X_i - \bar{X})^2}$$

COM.EC 2587713

16.3 FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN LA ADMINISTRACIÓN DE PROCESOS DE PRODUCCIÓN

Las preguntas que comúnmente se hacen los ingenieros de producción son: ¿Cómo se producen los productos defectuosos? y ¿qué debe hacerse para reducir su número?

Para poder disminuir el número de productos defectuosos es esencial identificar las causas particulares que hacen que un producto dado sea defectuoso, y pueden desaparecer si se descubren y se eliminan las causas.

La variación es la causa, pues, si usamos materiales de exactamente la misma calidad, máquinas y métodos de trabajo idénticos y si inspeccionamos los productos elaborados de la misma manera; no importa cuantos productos se fabriquen, todos ellos deben ser idénticos. Es decir, todos los productos cumplirán o no cumplirán los requisitos. Todos ellos serán defectuosos si los materiales, la maquinaria, el método de trabajo o la inspección son inadecuados. Mientras no hayan faltas en las cuatro condiciones mencionadas, los productos que resulten deben ser todos idénticamente productos no defectuosos.

Las características físicas de los trabajadores y su habilidad también afectan la variación de la calidad de los productos. Hay hombres altos y bajos, hábiles y menos hábiles, hombres con recia musculatura y hombres débiles, personas diestras y zurdas. Todos los trabajadores podrán creer que están trabajando de la misma manera, pero hay diferencias personales. Aún el mismo individuo trabaja de manera diferente según se sienta ese día particular y según sus condiciones de fatiga. A veces puede cometer un error por descuido.

En la inspección, pueden ocurrir variaciones de calidad aparentes. Si se usa una balanza en la inspección pueden causarse variaciones en los datos por una mala balanza o por la forma de usarla. En el caso de inspecciones sensoriales, como la inspección visual, la calidad parece variar si hay variación en el criterio del inspector. La variación en la inspección no se relaciona directamente con la calidad del producto, pero afecta el proceso de decidir si un producto es defectuoso o no lo es.

Por lo anterior, las causas con la explicación de los cambios en las características de calidad de los productos, que tienen como resultado productos defectuosos o no defectuosos. En consecuencia, aún los productos no defectuosos tienen variaciones dentro del mismo requisito.

El proceso de encontrar las causas de los productos defectuosos entre muchos factores se llama diagnóstico del proceso. Para reducir el número

WWW.LITECSA.C

de productos defectuosos, la primera acción necesaria es hacer un diagnóstico correcto para ver cuáles son las verdaderas causas de los defectos. Si esto no se hace correctamente, no se puede reducir el número de productos defectuosos.

16.4 *Diagramas de Pareto de Fenómenos y diagramas de Pareto de Causas*

Existen dos métodos para identificar los defectos vitales, estos son:

- Diagrama de Pareto de Fenómenos
- Diagrama de Causa-Efecto

16.4.1 Diagrama de Pareto de Fenómenos

Este es un diagrama en el cual se relacionan los resultados indeseables, como los que presentan a continuación, y se utiliza para averiguar cuál es el principal problema.

- **Calidad:** Defectos, faltas, fracasos, quejas, ítems devueltos, reparaciones.
- **Costos:** Magnitud de las pérdidas, gastos.
- **Entrega:** Escasez de inventarios, demoras en los pagos, demoras en la entrega.
- **Seguridad:** Accidentes, errores, interrupciones.

16.4.2 Diagrama de Pareto de Causas

Es un diagrama en el cual se relacionan los resultados indeseables, como los que se presentan a continuación, y se utiliza para averiguar cuál es el principal problema.

- **Operario:** Turno, grupo, edad, experiencia, destreza.
- **Máquina:** Máquinas, equipos, herramientas, organizaciones, modelos, instrumentos.
- **Materia prima:** Productos, planta, lote, clase.
- **Método Operacional:** Condiciones, órdenes, disposiciones, métodos.

COM.EC 2587713

16.4.3 Diagramas de Causa-Efecto

El resultado de un proceso puede atribuirse a una multitud de factores, es posible encontrar la relación causa-efecto de esos factores. Se puede determinar la estructura o una relación múltiple de causa-efecto observándola sistemáticamente. Resulta difícil solucionar problemas complicados sin tener en cuenta esta estructura, la cual consta de una cadena de causas y efectos, y el método para expresar esto en forma sencilla y fácil es un diagrama de causa-efecto, denominado también de árbol o diagrama de espina de pescado.

16.5 PROCEDIMIENTO PARA ELABORAR LOS DIAGRAMAS DE CAUSA-EFECTO PARA LA IDENTIFICACIÓN DE CAUSAS

Procedimiento

Paso 1

Describa el efecto o atributo de calidad.

Paso 2

Escoja una característica de calidad y escríbala en el lado derecho de una hoja de papel, dibuje de izquierda a derecha la línea de la espina dorsal y encierre la característica en un cuadrado. En seguida, escriba las causas primarias que afectan a la característica de calidad, en forma de grandes huesos, encerrados también en cuadrados.

Paso 3

Escriba las causas (causas secundarias) que afectan a los grandes huesos (causas primarias) como huesos medianos, y escriba las causas (causas terciarias) que afectan a los huesos medianos como huesos pequeños.

Paso 4

Asigne la importancia de cada factor, y marque los factores particularmente importantes que parecen tener un efecto significativo sobre la característica de calidad.

Paso 5

Registre cualquier información que pueda ser de utilidad.

WWW.LITECSA.C

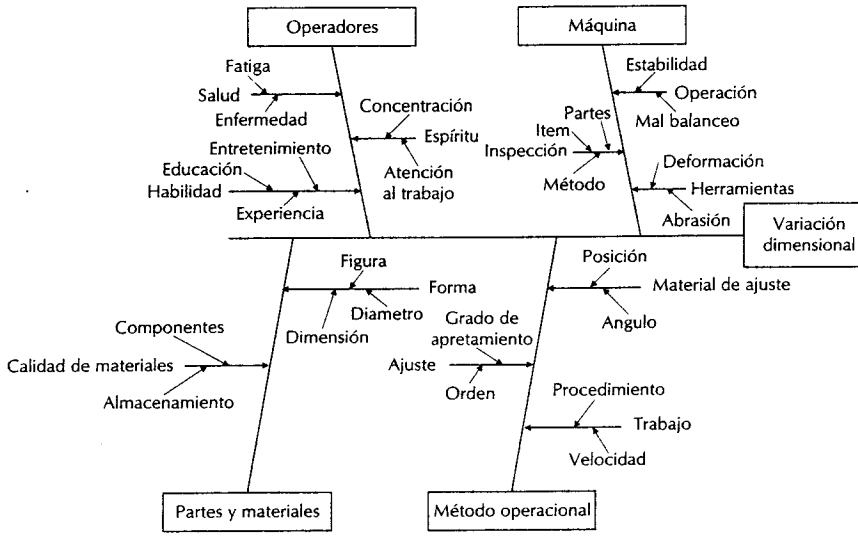


Figura 16.1 – Diagrama de causa-efecto de los efectos de dimensión.

16.6 LOS HISTOGRAMAS

Variación y distribución

Es inevitable que los valores en un conjunto de información tengan variaciones. Los valores que toma un factor a través del tiempo no son siempre los mismos, pero eso no quiere decir que están determinados de una manera desordenada. Aunque los valores cambian todo el tiempo, están gobernados por cierta regla, y ésta es que los datos tienen una determinada distribución.

Población y muestra

En control de calidad, se trata de descubrir los hechos reunidos datos y después tomando las acciones apropiadas con base en esos hechos. Los datos no se recogen como un fin en sí mismos, sino como un medio para descubrir los hechos que están tras los datos.

Por ejemplo, consideremos el caso de una inspección por muestreo. Tomamos una muestra de un lote, realizamos un proceso de medición, y después decidimos si debemos aceptar todo el lote o no. En este caso, nuestra preocupación no es la muestra misma sino la calidad de todo el lote.

COM.EC 2587713

La distribución normal y sus características

Un histograma se constituye a partir de un cierto número de datos. Pero, ¿Qué le pasaría al histograma si continuamos aumentando el número de datos? Si el intervalo de clase se reduce poco a poco a medida que se aumenta el número de datos, se obtiene una distribución de frecuencias lisa como límite de una distribución de frecuencia relativa.

Existen muchas clases de distribución, y lo más típica es la distribución normal. La forma de la distribución normal puede describirse sencillamente como una forma de campana.

La distribución normal se determina mediante la siguiente expresión:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma} \cdot e^{\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \qquad (16.1)$$

La distribución normal como se puede observar en la ecuación (16.1) se define en función de dos parámetros: μ y σ^2. Estos dos parámetros tienen el siguiente significado:

μ: el centro de la distribución (la media)

σ: la dispersión de la distribución (la desviación estándar)

Puede describirse gráficamente como se presenta en la figura 16.1 para calcular una probabilidad en una distribución normal, estandarizamos y usamos la tabla de la distribución normal. Estandarizar es transformar una variable x a

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \qquad (16.2)$$

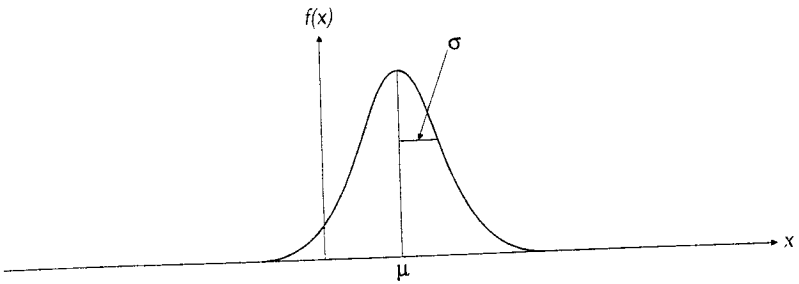


Figura 16.2 – La distribución normal y sus parámetros

WWW.LITECSA.C

Tenemos entonces la medida estándar z, la cual se distribuye como la distribución estándar normal. La tabla de la distribución normal de las probabilidades en la distribución estándar normal.

Consideremos la probabilidad de que una variable aleatoria x de una distribución normal caiga dentro de los límites $\mu \pm z\sigma$. La Figura 16.2 muestra la probabilidad para varios valores de z. Teóricamente, una variable normal puede tener cualquier valor entre $-\alpha$ y $+\alpha$. Pero, por la figura 16.3 tenemos 99.7% para z = 3. Esto quiere decir que en la práctica podemos despreciar la posibilidad de que x caiga fuera de los límites de $\mu \pm 3\sigma$. Este hecho es una regla importante de la distribución normal, pues, es la base para determinar los límites de control en una hoja de control.

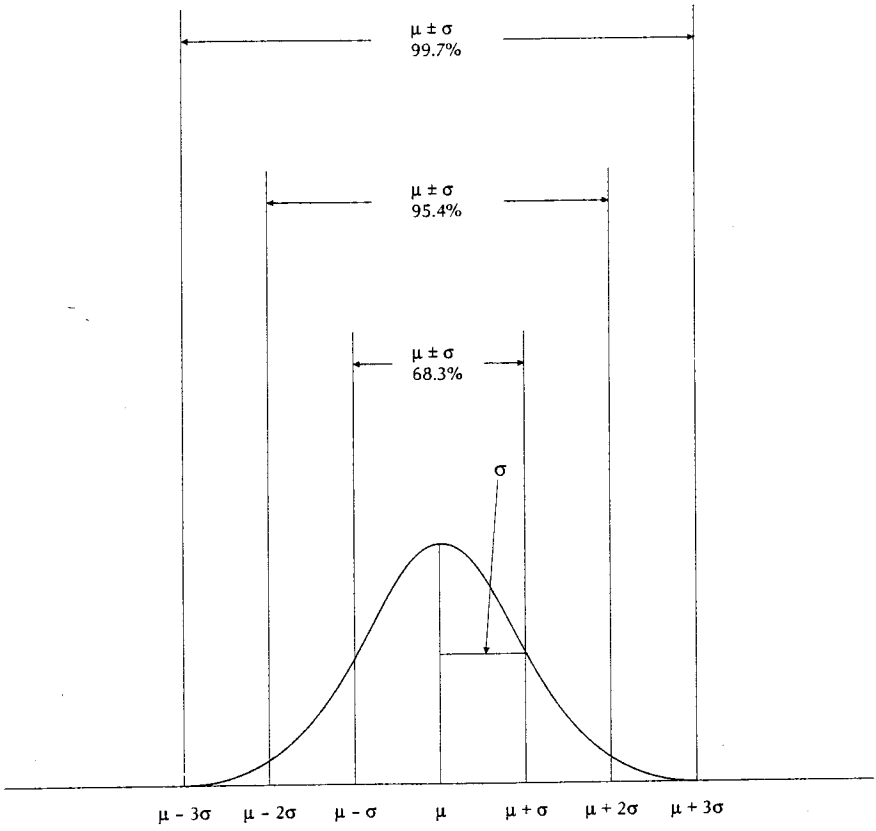


Figura 16.3 – μ, σ y la probabilidad de distribución normal.

COM.EC 2587713

Índice de capacidad del proceso

Con frecuencia, después de que el histograma muestra que sigue una distribución normal, se inicia un estudio de la capacidad del proceso. Esto se hace para saber si el proceso puede o no cumplir las especificaciones. Si suponemos que el proceso está distribuido normalmente, podemos de inmediato determinar el porcentaje de productos defectuosos a partir de las especificaciones dadas y de los parámetros (μ y σ), pero es más útil evaluar el proceso usando el Cp (Índice de capacidad del proceso). La definición del Cp es la siguiente:

Especificaciones bilaterales (LSE y LIE)

$$C_p = \frac{LSE - LIE}{GS} \tag{16.3}$$

Especificaciones unilaterales (LSE - LIE)

$$C_P = \frac{LSE - \bar{x}}{3S} \tag{16.4}$$

o

$$C_P = \frac{\bar{x} - LIE}{3S} \tag{16.5}$$

Y la evaluación del proceso usando Cp es como sigue:

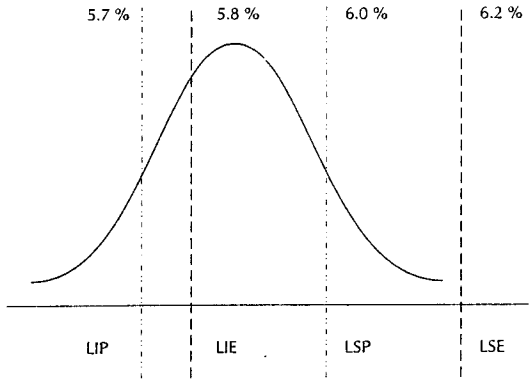
1. $1.33 \leq Cp$ Satisfactorio
2. $1.00 \leq Cp < 1.33$ Adecuado
3. $Cp < 1.00$ Inadecuado

Ejemplo

Supongase que una fórmula de trabajo especifica para el contenido de asfalto una proporción del 6% ± 0.2% en peso, para una mesa asfáltica en caliente a ser producida en una planta por bachada. Dentro del proceso se han realizado ensayos que han arrojado un contenido de asfalto de 5.85% ± 0.15% en peso, con una operación normal de la planta.

En la Figura 16.4 se describe esta situación. Con base en los datos, calculamos *Cp*, así:

WWW.LITECSA.C



- LSE: Límite superior de la especificación, 6.2 (6+0.2)
- LIE: Límite inferior de la especificación, 5.8 (6-0.2)
- LSP: Límite superior del proceso, 6.0 (5.85 + 0.15)
- LIP: Límite inferior del proceso, 5.7 (5.85-0.15)

Figura 16.4 – Distribución normal.

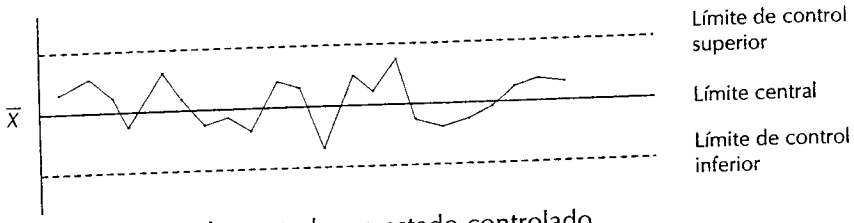
$$Cp = (LSE - LIE)/6S = (6.2 - 5.8)/(6^* 0.16) = 0.44 < 1$$

Por lo tanto se excede la especificación y se está produciendo una mezcla defectuosa. Sin embargo, se observa que si excede del 15.8% se produce una mezcla de optima calidad, si no se supera el límite superior dado por la especificación. De todos modos, debe observarse que aún *centrado* el proceso no se cumple la especificación, siendo necesario tomar acciones para disminuir la variabilidad del proceso, que es en últimas la responsable de la calidad del producto.

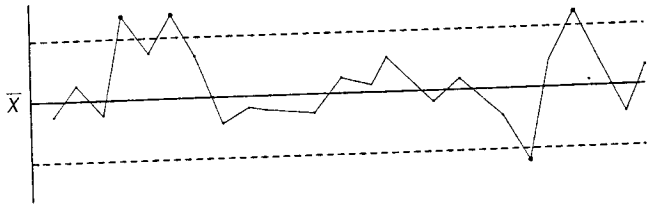
16.7 GRÁFICOS DE CONTROL

W. A. Shewhart, de los laboratorios de la Bell Telephone, fué el primero en proponer, en 1924, una gráfica de control con el fin de eliminar una variación anormal, distinguiendo las variaciones debidas a causas asignables de aquellas debidas a causas al azar. Una gráfica de control consiste en una línea central, un par de límites de control, uno de ellos colocado por encima de la línea central y otro por debajo, y en unos valores característicos registrados en la gráfica que representa el estado del proceso (figura 16.4). Si todos los valores ocurren dentro de los límites de control, sin ninguna tendencia especial, se dice que el proceso está en estado controlado. Sin embargo, si ocurren por fuera de los límites de control o muestran una forma peculiar, se dice que el proceso está fuera de control.

COM.EC 2587713



Gráfica de control para estado controlado



Gráfica de control para estado controlado

Figura 16.5 – Ejemplo gráfico de control

La calidad de un producto manufacturado por medio de un proceso inevitablemente sufrirá variaciones. Estas variaciones tienen causas y estas últimas pueden clasificarse en los siguientes dos tipos:

16.7.1 Causas debidas al azar

Las variaciones debidas al azar son inevitables en el proceso, aun si la operación se realiza usando materia prima y métodos estandarizados. No es práctico eliminar el azar técnicamente y en forma económica por el momento.

16.7.2 Causas asignables

La variación debida a causas asignables significa que hay factores significativos que pueden ser investigados.

Es evitable y no se puede pasar por alto: hay casos causados por la no aplicación de ciertos estándares o por la aplicación de estándares inapropiados.

Cuando los puntos se ubican por fuera de los límites de control o muestran una tendencia particular, decimos que el proceso está fuera de control. Para

WWW.LITECSA.C

controlar un proceso, se requiere poder predecir el resultado dentro de un margen de variación debido al azar.

Para hacer una gráfica de control es necesario estimar la variación debida al azar. Para esto se dividen los datos en subgrupos dentro de los cuales el lote de materia prima, las máquinas, los operadores y otros factores son comunes, de modo que la variación dentro del subgrupo puede considerarse aproximadamente la misma que la variación por causas debidas al azar.

Límites de control

Para el cálculo de los límites estadísticos de control, recurrimos a los procedimientos de estimación de la medida con desviación estándar de la población (σ) conocida.

Para este efecto recurrimos a la siguiente relación:

$$\bar{x} \pm Z\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \qquad (16.6)$$

Donde $\bar{x}$ es la media o valor esperado, z es el parámetro correspondiente a la distribución normal (Tabla 16.1), la desviación estándar conocida de la población y n es el tamaño de la muestra.

Para establecer los límites estadísticos de control para muestras individuales, se calcularán las límites estadísticos de control mediante la ecuación

$$\bar{x} \pm z\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \qquad (16.7)$$

Donde $\bar{x}$ es el promedio de los límites especificados y resulta ser el valor medio esperado, en tanto que ($z^* \sigma/\sqrt{n}$) es la tolerancia admisible.

Tamaño de la muestra

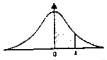
En la mayoría de los casos, el tamaño de la muestra está definido por las especificaciones técnicas particulares. Sin embargo, deberá existir un tamaño estadístico mínimo compatible con lo especificado.

Para el efecto consideramos que el error admisible no deberá exceder 3 veces la desviación estándar (a objeto de cubrir el 99.7% de la población).

Aplicando este concepto a la ecuación 16.6 se tiene:

COM.EC 2587713

Tabla 16.1
Áreas para la curva normal entre 0 y z



Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.1	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0754
0.2	0.0793	0.0832	0.0871	0.0910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.3	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1408	0.1443	0.1480	0.1517
0.4	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.5	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.6	0.2258	0.2291	0.2357	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2518	0.2549
0.7	0.2580	0.2612	0.2642	0.2673	0.2704	0.2734	0.2764	0.2794	0.2823	0.2852
0.8	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2996	0.3023	0.3051	0.3078	0.3016	0.3133
0.9	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3269	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389
1.0	0.3413	0.3438	0.3461	0.3485	0.3508	0.3531	0.3554	0.3577	0.3599	0.3621
1.1	0.3643	0.3665	0.3686	0.3708	0.3729	0.3749	0.3770	0.3790	0.3810	0.3830
1.2	0.3849	0.3869	0.3888	0.3907	0.3925	0.3944	0.3962	0.3980	0.3997	0.4015
1.3	0.4032	0.4049	0.4066	0.4082	0.4099	0.4115	0.4131	0.4147	0.4162	0.4177
1.4	0.4192	0.4207	0.4222	0.4236	0.4251	0.4265	0.4279	0.4292	0.4306	0.4319
1.5	0.4332	0.4345	0.4357	0.4370	0.4382	0.4394	0.4406	0.4418	0.4429	0.4441
1.6	0.4452	0.4463	0.4474	0.4484	0.4495	0.4505	0.4515	0.4525	0.4535	0.4545
1.7	0.4554	0.4564	0.4573	0.4582	0.4591	0.4599	0.4608	0.4616	0.4625	0.4633
1.8	0.4641	0.4649	0.4656	0.4664	0.4671	0.4678	0.4685	0.4693	0.4699	0.4706
1.9	0.4713	0.4719	0.4726	0.4732	0.4738	0.4744	0.4750	0.4756	0.4761	0.4747
2.0	0.4772	0.4778	0.4783	0.4788	0.4793	0.4798	0.4803	0.4808	0.4812	0.4817
2.1	0.4821	0.4826	0.4830	0.4834	0.4838	0.4842	0.4846	0.4850	0.4854	0.4857
2.2	0.4861	0.4864	0.4868	0.4871	0.4875	0.4878	0.4881	0.4884	0.4887	0.4890
2.3	0.4893	0.4896	0.4898	0.4901	0.4904	0.4906	0.4909	0.4911	0.4913	0.4916
2.4	0.4918	0.4920	0.4922	0.4925	0.4927	0.4929	0.4931	0.4932	0.4934	0.4936
2.5	0.4938	0.4940	0.4941	0.4943	0.4945	0.4946	0.4948	0.4949	0.4951	0.4958
2.6	0.4953	0.4955	0.4956	0.4957	0.4959	0.4960	0.4961	0.4962	0.4963	0.4964
2.7	0.4965	0.4966	0.4967	0.4968	0.4969	0.4970	0.4971	0.4972	0.4973	0.4974
2.8	0.4974	0.4975	0.4976	0.4977	0.4977	0.4978	0.4979	0.4979	0.4980	0.4981
2.9	0.4981	0.4982	0.4982	0.4983	0.4984	0.4984	0.4985	0.4985	0.4986	0.4986
3.0	0.4987	0.4987	0.4987	0.4988	0.4988	0.4989	0.4989	0.4989	0.4990	0.4990
3.1	0.4990	0.4991	0.4991	0.4991	0.4992	0.4992	0.4992	0.4992	0.4993	0.4993
3.2	0.4993	0.4993	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4995	0.4995	0.4995
3.3	0.4995	0.4995	0.4995	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4997
3.4	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4998
3.5	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998
3.6	0.4998	0.4998	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.7	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.8	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.9	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000

WWW.LITECSA.C

$$z\frac{\sigma}{\sqrt{n}} < \sigma \qquad (16.8)$$

$$h \geq (3/z)^2$$

De donde: para $z = 1.96$, $n \geq 3$,

Esto implica que para una producción diaria, aunque la misma no alcance los volúmenes mínimos especificados, al menos deberán ser obtenidos el mínimo estadístico de 3 muestras según el nivel de confiabilidad adoptado.

La interpretación estadística

Los parámetros que definen la distribución normal son el valor medio ($\bar{x}$) y la desviación típica (S), las cuales se relacionan a través de la expresión:

$$Xc = \bar{x} \pm M \cdot S \qquad (16.9)$$

Siendo:

Xc = Valor característico de la variable medida, con un grado de confianza definido por el valor "M".

M = Número adimensional, conocido como variable normalizada, que mide la desviación de la media en unidades de desviación típica.

El signo (+) se emplea para aquellas propiedades indeseables desde el punto de vista técnico.

La desviación típica (s) es la verdadera expresión de la realidad del proceso constructivo, por cuanto según sea mayor su valor numérico, menos confiable resulta el proceso. Sin embargo, debe tenerse presente que a los diferentes parámetros que se miden en la construcción de un pavimento, corresponden distintos órdenes de magnitud para dicha desviación. Así, por ejemplo, el valor "s" para un conjunto de densidades será muchísimo menor que el correspondiente a un grupo de estabilidades Marshall. Ello conduce a considerar un nuevo parámetro, denominado coeficiente de variación (v), el cual se define como la relación entre la desviación típica y el valor medio:

$$v = \frac{S}{\bar{x}} \cdot 100 \qquad (16.10)$$

Este coeficiente es adimensional y suele expresarse en porcentaje.

COM.EC 2587713

El establecimiento y la aplicación de los criterios de control de los diferentes parámetros de calidad incluidos en las especificaciones puede tener dos enfoques extremos. Si el valor exigido (xe) tiene el carácter de mínimo para el valor individual, resulta que $xe = \bar{x} - M \cdot S$, lo que hace indispensable el conocimiento de la desviación típica. Si, por el contrario, el valor exigido tiene el carácter de mínimo para el promedio, resulta que $xe = \bar{x}$ y, en tal caso, no resulta necesaria la determinación típica.

Entre estos dos límites, parece razonable elegir una posición intermedia, donde el valor exigido (xe) admita un cierto porcentaje de valores que no lo satisfagan ($xe = X - M \cdot S$). Quienes han trajinado el control de obra sugieren adoptar en esta fórmula un valor $M = 1.65$ el cual implica una posibilidad de 95% de cumplir con el mínimo especificado.

Este enfoque elemental del cálculo estadístico se considera suficiente para los fines que pretende una especificación de construcción, donde la complejidad excesiva en el cálculo en aras de un un mayor rigor matemático, va en desmedro de la sencillez operativa y de la seguridad de su aplicación, ya que ello na orientado a la aplicación rutinaria en el control de las obras.

Para el diagnóstico de lo sucedido en los cinco tramos se realiza un análisis estadístico de los datos, asumiendo que estos tienen un comportamiento normal y conociendo los valores de la media poblacional, se realizó también un análisis de probabilidad de que los valores cumplan la especificación o valores exigidos, estimándose además la flexibilidad permitida en cada análisis particular.

En el caso de presentarse un valor mínimo exigido (a) se aplica la siguiente expresión para el cálculo de probabilidad:

$$P(X \geq a) = P(Z \geq (a - \bar{x}/S) \qquad (16.11)$$

En el caso de tener un rango especificado para el control (a) y (b), donde (a) es el límite inferior y (b) es límite superior, la expresión de cálculo fue:

$$P(a \leq x \leq b) = P\left[\frac{a - \bar{x}}{S} \leq z \leq \frac{b - \bar{x}}{S}\right] \qquad (16.12)$$

Para determinar la flexibilidad se utiliza la siguiente expresión:

Flexibilidad % = 100 - probabilidad %

WWW.LITECSA.C

16.8 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Ejemplo 1

En la construcción de un pavimento rígido se utilizó un concreto que debía presentar una resistencia media a la comprensión de 300 kg/cm^2 y se admitía una tolerancia de 10%. Sí para la calidad de la construcción es de esperar una desviación estándar de 25 kg./cm^2. ¿Qué porcentaje de rechazo obtuvo el constructor, si cumplió el requisito de la media?

Solución:

1. Debido a que la tolerancia es del 10% la resistencia mínima aceptable será 300 - (300 0.10) = 270 kg/cm^2 (Figura 16.6).

2. El porcentaje de rechazos equivale al porcentaje de muestras que debe esperarse que tengan una resistencia inferior a 270 kg/cm^2. Aplicando la expresión 16.4.

Se tiene que:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} = \frac{270 - 300}{25} = -1.2$$

Lo anterior indique, como se puede observar en la figura 16.7, que la resistencia mínima admisible es 270 kg/cm^2 y se encuentra a 1.25 a la izquierda de la media. En la tabla 16.1 se observa que el área bajo la curva normal entre el promedio y z = 1.2 es 0.3849 (38.49%), lo que implica que el 11.51% de los datos queda fuera del intervalo y es por lo tanto el porcentaje de rechazo que cabe esperar, aunque se cumpla el requisito de la resistencia media.

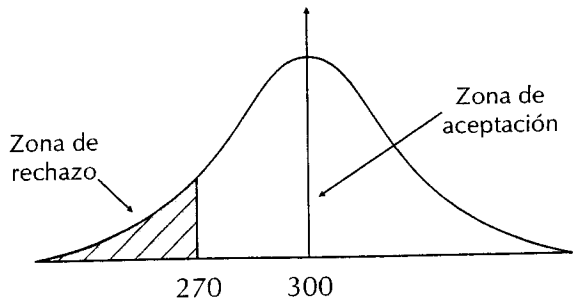


Figura 16.6 – Ilustración de la zona de rechazo.

COM.EC 2587713

Ejemplo 2

La mezcla de concreto hidráulico para la construcción de un pavimento debe presentar una resistencia media a la compresión de 280 kg/cm^2 con una desviación estándar de 20 kg/cm^2, en que intervalo se encontrará el 95% de los resultados?

Solución:

1. Si se desea con nivel de confianza del 95% esto implica que bajo la curva normal quede a ambos lados el 47.5% de los resultados valor para el cual en la tabla 16.1 se encuentra que el coeficiente de confianza es 1.96. (Figura 16.7).

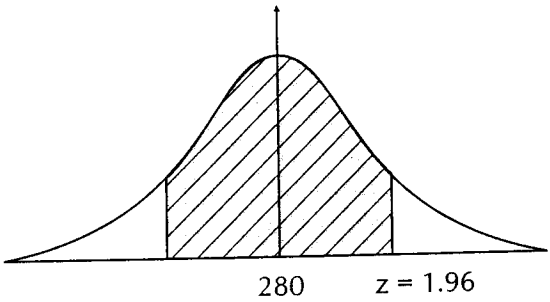


Figura 16.7 – Intervalo para un nivel de confianza del 95%.

2. Por lo anterior, el rango de resistencia que se encuentra entre la medida y el valor z = 1.96 será:

$$z \cdot S = 1.96 \times 20 = 39.2 \text{ kg/cm}^2$$

Y por consiguiente el intervalo para el 95% de confianza será:

$$280 \pm 39.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Ejemplo 3

1. Observando la figura 16.8, se concluye que debe determinarse el valor z para que haya un 5% de rechazos, es decir el correspondiente a un área de 45% bajo la curva, a la izquierda del valor medio. Dicho valor es 1.96.

WWW.LITECSA.C

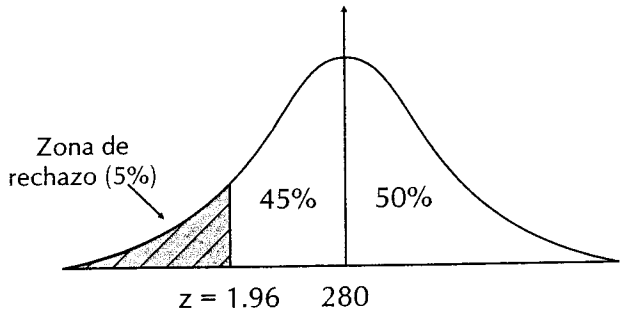


Figura 16.8 – Determinación de la resistencia mínima para que no haya más de 5% de rechazo.

2. El intervalo de tolerancia es:

$$z \cdot S = 1.96 \times 20 = 39.2 \text{ kg/cm}^2$$

De donde resulta que la resistencia mínima admisible es:

$$280 = 39.2$$

Ejemplo 4

Para los datos del problema anterior, ¿cuál es la resistencia mínima admisible para que no haya más de 10% de rechazos?

Solución:

1. La figura 16.9, permite concluir que debe determinarse el valor z para que haya un 10% de rechazos, es decir el correspondiente a su área de 40% bajo la curva, a la izquierda del valor medio. Dicho valor resulta ser 1.28.

2. El intervalo de tolerancia es, entonces

$$z \cdot S \; 1.28 \times 20 = 25.6 \text{ kg/cm}^2$$

de donde resulta que la resistencia mínima admisible es:

$$280 - 25.6 = 254.4 \text{ kg/cm}^2$$

COM.EC 2587713

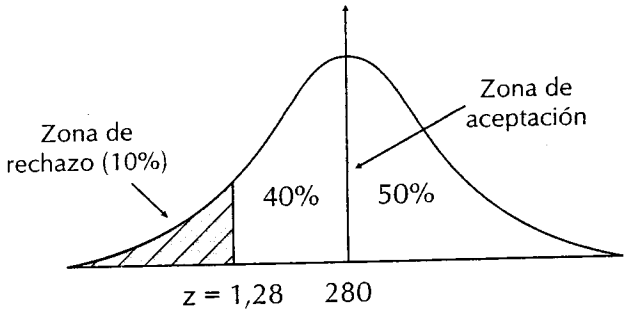


Figura 16.9 – Determinación de la resistencia mínima para que no haya más de 10% de rechazo.

Ejemplo 4

En la construcción de una base granular, se han afectado controles de calidad de las granulometrías del material colocado en obra y los resultados fueron procesados estadísticamente para su análisis sobre el cumplimiento en obra de esta característica, como se puede observar en la Tabla 16.2 y cuya interpretación se explica a continuación.

En el tramo analizado se observa (Rango X - 1.96 SN y X + 1.96 SN) que en el 95% de los casos se aceptó una gradación un poco más fina que la sugerida por la especificación y las mayores tolerancias fueron en los tamices No. 4, con un 20.3% de flexibilidad y en el No. 200 con un 37.8%, tal como se aprecia en la correspondiente tabla.

Referencias Bibliográficas

1. M.O.P.U. "Manual de control de fabricación y puesta en obra de mezclas bituminosas". Madrid, 1978.

2. KUME, Hitoshi. "Herramientas estadísticas básicas para el mejoramiento de la calidad". Editorial Norma, 1992.

3. R. SPIEGEL, Murray. "Estadística", Serie Schaum. Edición en español, McGraw-Hill de México, 1984.

4. RICO, Alfonso y DEL CASTILLO, Hermilo. "La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Editorial Limusa, México, 1978.

5. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C. "Control de calidad del concreto"(ACI-704), 1974.

WWW.LITECSA.C

COM.EC 2587713

Tabla 16.2
Base granular – Análisis estadístico de gradación

Tramo	Tamiz	Especif.	Análisis de los datos					X-1.96 SN	X+1.96 SN	Z Inf.	Z Sup.	Probabilidad %			Flexib. %
			Rango		V/Prom.	Desv/ Est.	C. Variac.					P1	P2	P Total	
			V/Min	V/Máx		SN	V%								
1	1 1/2"	100	74	100	95.1	5.4	5.7	84.6	105.8						
	1"	70-100	61	100	88	66	75	75.03	100.97	-2.71	1.81	49.6	46.5	96.1	3.9
	3/4"	60-90	53	95	82.2	7.3	8.8	68	96.5	-3.04	1.06	49.9	33.2	83.1	16.9
	3/8"	45-75	37	85	67.3	8.8	13	50.1	84.4	-3.44	0.88	50	31.1	81.1	18.9
	No. 4	30-60	27	73	52.5	8.8	16.8	35.2	69.8	-2.55	0.85	49.5	30.2	79.7	20.3
	No. 10	20-50	17	52	35.5	7.4	20.9	21	50	-2.1	1.96	48.2	47.6	95.8	4.2
	No. 40	10-30	11	35	22.1	5.1	22.8	12.2	31.9	-2.37	1.55	49.1	43.94	93.1	6.9
	No. 200	5-15	6	27	13.8	3.6	25.9	6.8	20.8	-2.44	0.33	49.3	12.9	62.2	37.8